

XXX CONGRESSO C.T.A.

LE GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO

THE ITALIAN STEEL DAYS

1-2 Ottobre 2026

Roma (RM)


9 788894 486636

XXX CONGRESSO CTA, DAL 30 SETTEMBRE AL 2 OTTOBRE 2026, ROMA

Per la prima volta dalla nascita delle Giornate Italiane della Costruzione Metallica, la comunità italiana delle costruzioni in acciaio si riunirà nella Capitale, luogo simbolico di incontro tra storia, cultura e innovazione, per confrontarsi sulle sfide che stanno ridefinendo il ruolo dell'ingegneria strutturale nel XXI secolo. Il tema scelto per questa edizione, "Innovazione, sicurezza, futuro sostenibile: tutte le strade portano all'acciaio", sintetizza la volontà di mettere in dialogo ricerca, professione e industria, le tre anime che da sempre costituiscono il fondamento dell'attività del CTA.
Il Congresso rappresenta non soltanto una celebrazione di una lunga tradizione iniziata nel 1967, ma soprattutto un momento di riflessione sul futuro delle costruzioni metalliche. In un contesto caratterizzato dalla crescente attenzione alla sostenibilità, alla sicurezza delle infrastrutture, alla digitalizzazione dei processi e alla resilienza delle opere, l'acciaio continua infatti a dimostrare la propria straordinaria capacità di rispondere alle esigenze della società contemporanea. Efficienza strutturale, industrializzazione, rapidità costruttiva, durabilità, riutilizzo e riciclabilità rappresentano caratteristiche che rendono questo materiale protagonista imprescindibile della transizione verso un ambiente costruito più responsabile e sostenibile.
Come da tradizione, il programma tecnico-scientifico offrirà una panoramica ampia e articolata delle più recenti evoluzioni della disciplina. Le sessioni congressuali affronteranno temi che spaziano dalle strutture in acciaio e alluminio alle grandi infrastrutture, dai ponti agli edifici industriali, dagli impianti energetici alle opere speciali, senza trascurare la progettazione sismica, la sicurezza in caso d'incendio, la corrosione, la manutenzione delle opere esistenti, le strutture composte acciaio-calcestruzzo e acciaio-legno, la digitalizzazione e le innovative tecnologie di produzione. Il Congresso offrirà così una fotografia aggiornata dello stato dell'arte delle costruzioni metalliche, mettendo a confronto esperienze progettuali, attività di ricerca e sviluppi industriali provenienti da tutto il panorama nazionale, arricchita dalla presenza di ospiti internazionali di grande spessore.
L'interesse suscitato dal Congresso è testimoniato sia dalle conferme avute da parte degli sponsor, in numero record rispetto alle ultime edizioni, sia dalla varietà delle memorie ricevute, confermando una crescita significativa rispetto agli ultimi anni di attività del CTA. I contributi delineano un panorama estremamente rappresentativo delle attuali tendenze della costruzione metallica, confermando la capacità del settore di innovarsi pur mantenendo solide le competenze che ne hanno caratterizzato lo sviluppo negli ultimi decenni. Come da tradizione, un ruolo particolarmente rilevante è occupato dalle infrastrutture e, nello specifico, dai ponti, con numerosi lavori dedicati alla progettazione, costruzione, monitoraggio, manutenzione e riqualificazione di opere stradali, ferroviarie e ciclopedonali. Tra i temi affrontati figurano grandi viadotti, ponti ad arco, passerelle pedonali, ponti ferroviari, interventi di adeguamento sismico e opere di ricostruzione che testimoniano il continuo dinamismo di uno dei comparti storicamente più rappresentativi dell'ingegneria dell'acciaio. Come di consueto, trovano spazio contributi riguardanti realizzazioni di edifici multipiano, strutture industriali, impianti energetici, edifici strategici e opere speciali di elevata complessità.
Il numero delle memorie scientifiche è particolarmente rilevante, e gran parte di esse confluirà nel volume specifico indicizzato da Springer Nature, iniziativa di questo Congresso volta a dare maggiore visibilità internazionale agli atti. Numerose memorie affrontano temi di ricerca avanzata quali la progettazione sismica, la resistenza al fuoco, la stabilità, la fatica, il comportamento delle connessioni e l'evoluzione delle verifiche previste dalla nuova generazione degli Eurocodici. Significativa risulta la presenza di lavori dedicati alle strutture composte acciaio-calcestruzzo e alle

soluzioni ibride acciaio-legno, che dimostrano come la combinazione intelligente dei materiali rappresenti oggi una delle principali direttrici di sviluppo dell'ingegneria strutturale contemporanea.
Le memorie evidenziano inoltre una crescente attenzione verso la gestione dell'intero ciclo di vita delle opere. Monitoraggio strutturale, manutenzione, corrosione, durabilità, valutazione delle prestazioni residue e strumenti avanzati di diagnostica sono temi ricorrenti che testimoniano l'evoluzione del settore verso un approccio sempre più orientato alla resilienza e alla sostenibilità. A questi si affiancano contributi dedicati all'ingegneria del vento, alle strutture in alluminio, alla modellazione numerica avanzata e alle applicazioni dell'intelligenza artificiale, segno tangibile della trasformazione tecnologica che sta attraversando il mondo delle costruzioni metalliche. Nel loro insieme, le memorie del XXX Congresso CTA restituiscono l'immagine di una disciplina viva, multidisciplinare e proiettata verso il futuro, capace di integrare ricerca fondamentale, innovazione tecnologica ed esperienza professionale.
Si prevede inoltre una tavola rotonda dedicata alle infrastrutture energetiche, alla gestione del rischio e al ruolo dell'acciaio, un tema che intercetta alcune delle principali sfide tecniche e industriali del nostro tempo. La transizione energetica, la necessità di garantire la sicurezza degli approvvigionamenti e l'evoluzione delle infrastrutture industriali richiedono infatti sistemi strutturali affidabili, resilienti e capaci di operare in condizioni particolarmente severe. Serbatoi, pipe rack, strutture offshore, terminali energetici, impianti di produzione e trasformazione dell'energia rappresentano ambiti nei quali l'acciaio continua a svolgere un ruolo essenziale grazie alle sue caratteristiche di resistenza, durabilità, adattabilità e rapidità costruttiva. La tavola rotonda offrirà pertanto un'importante occasione di confronto tra progettisti, gestori, operatori industriali ed esperti di sicurezza, contribuendo ad ampliare ulteriormente l'orizzonte disciplinare del Congresso verso settori che assumono un'importanza strategica crescente per il sistema economico e infrastrutturale del Paese.
Uno degli aspetti peculiari di questa trentesima edizione sarà la capacità di creare connessioni tra il mondo delle costruzioni metalliche e altre comunità tecnico-scientifiche che condividono sfide e obiettivi comuni. In questo contesto si inserisce la collaborazione con l'Associazione Nazionale dell'Ingegneria del Vento (ANIV), caratterizzata da un mutuo invito delle associazioni al rispettivo Congresso con una sessione parallela dedicata, che contribuirà ad arricchire il dibattito sugli effetti delle azioni ambientali e sulle problematiche legate alla sicurezza e alla resilienza delle strutture. Le opere metalliche contemporanee, caratterizzate da luci sempre maggiori, elevata snellezza e crescente complessità formale, richiedono infatti una conoscenza sempre più approfondita dell'interazione tra struttura e vento, rendendo il dialogo con ANIV particolarmente prezioso per la comunità dei progettisti.
Un ruolo importante sarà svolto da Fondazione Promozione Acciaio, naturale interlocutore nella diffusione della cultura dell'acciaio in Italia. La collaborazione troverà espressione in particolare nel Corso dedicato alla sicurezza strutturale nella progettazione in caso d'incendio, tema che negli ultimi anni ha assunto un'importanza crescente sia dal punto di vista normativo sia dal punto di vista professionale.
La stessa apertura verso l'innovazione emerge dalla collaborazione con ARTISTE, la più recente iniziativa internazionale dedicata all'intelligenza artificiale nell'ingegneria strutturale. Il workshop offrirà ai partecipanti l'opportunità di confrontarsi con metodologie e strumenti che stanno rapidamente entrando nella pratica professionale e nella ricerca. L'utilizzo di algoritmi avanzati, tecniche di ottimizzazione, digitalizzazione dei processi e sistemi basati su intelligenza artificiale non rappresenta più una prospettiva lontana, bensì una trasformazione già in atto.
A queste collaborazioni si aggiunge l'incontro di networking organizzato dal CTA Young, un nuovo gruppo di lavoro creato per sensibilizzare il Collegio ai temi più vicini alle nuove generazioni, nonché la sinergia che consentirà ai congressisti di partecipare gratuitamente al corso professionale sulle strutture acciaio-legno nella giornata antecedente.

Un'iniziativa importante dello scorso biennio è stata la realizzazione del ponte sul Marangara in Ruanda. Il ponte è stato realizzato grazie alla collaborazione tra il CTA, FHECOR e l'organizzazione internazionale Bridges to Prosperity, oggi Fika, ed è stato sostenuto attraverso il coinvolgimento diretto dei soci per il finanziamento dell'opera, nonché con l'invio di volontari in cantiere. Il nuovo ponte ha consentito di garantire un collegamento sicuro e permanente a una comunità precedentemente soggetta all'isolamento durante le stagioni delle piogge, migliorando l'accesso all'istruzione, ai servizi sanitari e alle attività economiche. Al di là del valore dell'opera in sé, l'iniziativa ha assunto nel tempo un significato simbolico per il CTA, dimostrando come il sapere tecnico possa diventare strumento di cooperazione internazionale e sviluppo sostenibile. La scelta di dedicare una sessione congressuale a questa esperienza evidenzia la volontà del Collegio di affiancare all'eccellenza scientifica e professionale una forte attenzione alle ricadute sociali dell'ingegneria.
Il XXX Congresso CTA di Roma si presenta quindi come l'occasione di unire il passato al futuro. Da un lato celebra sessant'anni di storia del Collegio; dall'altro affronta temi che spaziano dall'intelligenza artificiale alla sicurezza strutturale, dalla sostenibilità alle infrastrutture energetiche, dalla ricerca accademica alle applicazioni industriali. Un appuntamento che non sarà soltanto un momento di aggiornamento tecnico, ma soprattutto un'occasione per costruire nuove collaborazioni, condividere esperienze e immaginare insieme il futuro dell'ingegneria strutturale.

Ad Maiora!



Riccardo Zanon
Presidente CTA 2025-2026

COMITATI

CONSIGLIO DIRETTIVO C.T.A.

Riccardo Zanon (Presidente)
Riccardo De Col (Vice Presidente)
Elena Mele (Vice Presidente)
Leonardo Bandini
Simone Caffe'
Alessandro Desimoni
Elisa Faretina
Elide Nastri
Vincenzo Piliuso
Paolo Sattamino
Marco Simoncelli
Riccardo Tognaccini

SEGRETERIA SCIENTIFICA

Elide Nastri
Maria Maglio
Alessandro Pisapia
Marco Simoncelli
Paolo Todisco

SEGRETERIA AMMINISTRATIVA

Valeria Pasina

COMITATO ORGANIZZATORE LOCALE

Fabrizio Paolacci (Presidente)
Tommaso Albanesi
Attilio De Martino
Cristoforo De Martino
Gianluca Quinci

COMITATO SCIENTIFICO

Giulio Ballio
Chiara Bedon
Andrea Belleri
Federico Baiardo
Claudio Bernuzzi
Melina Bosco
Giuseppe Brando
Oreste S. Bursi
Paolo Castaldo
Carlo Andrea Castiglioni
Benedetto Cordova
Andrea Dall'Asta
Marina D'Antimo
Mario D'Aniello
Gaetano Della Corte
Antonello De Luca
Gianfranco De Matteis
Mario de Miranda
Luigino Dezi
Massimiliano Ferraioli
Bruno Finzi
Luigi Fiorino
Antonio Formisano
Fabio Freddi
Fabrizio Gara
Aurelio Ghersi
Lidia La Mendola
Raffaele Landolfo
Massimo Latour
Emanuele Maiorana
Massimo Majowiecki
Alberto Mandara
Edoardo Marino
Federico M. Mazzolani
Giacomo Morano
Rosario Montuori
Renato Morganti
Paolo Napoli
Emidio Nigro
Maria Rosaria Pecce
Carlo Pellegrino
Vincenzo Piluso
Pierangelo Pistoletti
Raffaele Pucinotti
Francesco Ricciardelli
Gianvittorio Rizzano
Pier Paolo Rossi
Walter Salvatore
Alessandra Tosone
Nicola Tondini
Carlo Urbano
Riccardo Zandonini
Alessandro Zona

INDICE

VOLUME

Prefazione *III*

PONTI

BRIDGES 1

Ammodernamento dell'accesso alla stazione di Biasca: la nuova pensilina metallica a sbalzo su unico appoggio centrale

Modernization of the Access to Biasca Station: The New Cantilevered Metal Canopy on a Single Central Support

Pecorari N., Neri G., Dall'Aglio F., Marani G.

Dal legno all'acciaio. Il caso della passerella ciclopedonale "Bike to Work" a Faenza 11

From Wood to Steel. The Case of the "Bike to Work" Pedestrian Bridge in Faenza

Peroni M., Favi E.

Lavori di rifacimento del ponte Agro' sito al km 35+100 della S.S. 114 "Orientale Sicula" tra il comune di Santa Teresa di Riva (ME) ed il comune di Sant'Alessio Siculo (ME) 21

Renovation of Agro' Bridge Located at km 35+100 of the S.S. 114 "Orientale Sicula" between the Municipality of Santa Teresa di Riva (ME) and the Municipality of Sant'Alessio Siculo (ME)

Rizzo G., Panighel F., Parcianello E., Sgarrella F., Principato Trosso A., Fleres V., Grillo P.

Il nuovo ponte sul fiume Arno a Firenze: progetto di varo 31

The New Bridge over Arno River in Florence: Erection Design

Rizzo G., Cadelli C., Panighel F., Scandiuzzi F.

L'analisi di ponti misti esistenti secondo le "valutazioni accurate di livello 4" 43
Safety Assessment of Composite Steel-Concrete Existing Bridges
Mancone M., Viscanti L., Faeti L., Cavallini F., Antoniani V., Isani S.

La nuova linea ferroviaria Bicocca-Catenanuova 55
The New Bicocca-Catenanuova Railway Line
Varni S., Vaccarezza M., Maestrelli P., Pistoletti P.

Il nuovo ponte della Secula 65
The New Secula Bridge
Varni S., Maestrelli P., De Benedetti R., Bozza A., Cestarollo A.

Ricostruzione del ponte Peyramale a Lourdes, Francia: un impalcato snello in acciaio alto-resistenziale per risolvere i problemi di franco idraulico 77
Reconstruction of the Peyramale Bridge in Lourdes, France: A Slender High-Strength Steel Deck to Solve Hydraulic Clearance Problems
Profico F., Zanon R., Miceli G., Dupuy F.

Ponte ad arco San Giuliano sulla S.S. 640 89
San Giuliano Arch Bridge on S.S. 640 Road
Varni S., Maestrelli P., Pistoletti P.

Il nuovo "ponte dei 14 archi" a Tenda sul fiume Roya 99
The New "14 Arches Bridge" in Tende above Roya River
Varni S., Maestrelli P., Gobbi L.

Il ponte metallico "PI565" dello svincolo autostradale di Cadarache 109
The "PI565" Steel Bridge of the Cadarache Motorway Interchange
Varni S., Maestrelli P., Mazzitelli P.

Il nuovo ponte sul fiume Santerno in località Carseggio 10 anni dopo l'alluvione del 2014 119
The New Bridge over the Santerno River in Carseggio Area 10 Years after the 2014 Flood
Dall'Aglio F., Neri G., Sanguinetti A.

Analisi sperimentale e modellazione numerica del comportamento dinamico di una passerella pedonale 131
Experimental and Numerical Analysis of the Vibrational Behaviour of a Pedestrian Footbridge
Brunetti A., Quarchioni S., Nicoletti V., Gara F., Dezi L., Innocenzi R.D.

Montaggio del viadotto Clarea per lo svincolo della Maddalena sulla A32 143
Erection of the Clarea Viaduct for the Maddalena Junction on the A32 Motorway
Costa G., Balocchi L., Moro A., Rosini F., Aufiero S., Picco E.

Stazione «Parc des Expositions (PEX)» e passerelle per la linea 17 del Grand Paris Express 159
"Parc des Expositions (PEX)" Station and Pedestrian Footbridges for Line 17 of the Grand Paris Express
Balocchi L., Costa G., Paone S., Bovolenta A., Linzi M., Picco E., Punzo F.

Progetto esecutivo e di montaggio di un nuovo ponte sul fiume Adda in adiacenza all'esistente "Ponte Manzoni" per il collegamento della viabilità locale 173
Design and Erection Plan for a New Bridge over the Adda River, Adjacent to the Existing "Ponte Manzoni", Providing a Link for the Local Road Network
Costa G., Zambella E., Manzi A., Alinari F., Argenta M.

Progetto esecutivo e montaggio per sollevamento dei ponti sud a Vicenza 191
Executive Design and Lifting Erection of the Sud Bridges in Vicenza
Costa G., Zambella E., Balocchi L., Rosini F., Grandelis F.

Progetto di montaggio della passerella ciclo-pedonale sul canale Oberhafen ad Amburgo 203
Erection of the New Cycle-Pedestrian Footbridge over the Oberhafen Canal in Hamburg
Costa G., Balocchi L., Manzi A., Aufiero S., Comblin B., Léonard D.

Olimpiadi Milano-Cortina 2026 - Fiera Milano Rho-Pero interventi di adeguamento dei padiglioni 13-15 215
Milan-Cortina 2026 Olympic Games - Milan Rho-Pero Exhibition Center - Renovation of Pavilions 13-15
Costa G., Balocchi L., Maneo A., Aufiero S., Moro A., Grandelis F.

Il ponte ciclopedonale sul fiume Cesano lungo la ciclovia Adriatica 229
The Footbridge over the River Cesano along the Adriatic Cycle Route
Dezi L., Dezi G., Innocenzi R.D., Massa G.

Il nuovo ponte San Carlo sul fiume Esino a Jesi (AN) 241
The New San Carlo Bridge over the Esino River in Jesi (AN)
Dezi L., Dezi G., Innocenzi R.D., Massa G., Genevrini A.

Il nuovo ponte ad arco in acciaio sul torrente Ete Morto a Casette d'Ete (FM) 253
The New Arch-Tied Bridge over the Ete Morto Stream in Casette d'Ete (FM)
Dezi L., Dezi G., Innocenzi R.D., Massa G., Genevrini A.

Il nuovo ponte pedonale sul fiume Esaro a Crotone: un esempio di integrazione tra ingegneria strutturale e strategie di rigenerazione urbana sostenibile 263
The New Pedestrian Bridge over the Esaro River in Crotone: An Example of Integration between Structural Engineering and Sustainable Urban Regeneration Strategies
Matildi G., Bertoncelli A., Barrasso P.

La nuova travata metallica sulla linea ferroviaria Taranto – Sibari 275
The New Steel Bridge on the Taranto-Sibari Railway Line
Aluisantonio G., Chiappelloni L.

SISMICA
SEISMIC

Adeguamento di telai in acciaio a nodi rigidi con travi con soletta collaborante per molteplici livelli di danno, mediante il "minimal-disturbance arm damper" 289
Multiple-Damage State Retrofit of Steel MRFs with Composite Beams Using a Minimal-Disturbance Arm Damper
Marzano G., Skalomenos K., Kurata M.

Sistema di colonne rocking per strutture in acciaio sismo-resilienti: uno studio numerico preliminare 309
Rocking Column System for Seismic Resilient Steel Structures: A Preliminary Numerical Study
Gualdi M., Belleri A., Freddi F., Fleischman R.B.

L'adeguamento statico e sismico del ponte Cadore sulla S.S. 51 "di Alemagna" dopo 40 anni di vita 319

The Static and Seismic Retrofit of the Cadore Bridge on the S.S. 51 "Di Alemagna" after 40 Years of Working

Rizzo G., Panighel F., Parcianello E., Matildi G., Antoniani V., Isani S.

Proposta di un indice di danno per la valutazione della risposta di link corti 331

Proposal of a Damage Index for the Assessment of Short Links

Bosco M., Mangiameli E., Rossi P.P.

Previsione del momento flettente sulla trave di telai controventati in configurazione Split-X 343

Prediction of the Bending Moment in Braced Beams of CBFs with Split-X Braces

Bosco M., Caragliano M., Rossi P.P.

Risultati preliminari del monitoraggio strutturale di un edificio multipiano in acciaio isolato alla base 355

Preliminary Results on the Structural Monitoring of a Base-Isolated Steel Multi-Storey Building

Morici M., Principi L., Gioiella L., Zona A., Leoni G., Micozzi F., Dall'Asta A.

Adeguamento sismico del collegio Fazzini mediante controventi esterni in acciaio e monitoraggio strutturale integrato 367

Seismic Retrofit of the Fazzini College through External Steel Bracings and Integrated Structural Monitoring

Gioiella L., Morici M., Zona A., Leoni G., Micozzi F., Dall'Asta A.

Adeguamento sismico dell'edificio Cityoval a Milano: la rinascita dello storico "Palazzo delle Scintille" per uno spazio unico dedicato a cultura ed eventi 379

Seismic Retrofit of the Cityoval Building in Milan: The Revival of the Historic "Palazzo delle Scintille" into a Unique Venue Dedicated to Culture and Events

Finzi B., Rossini L., Salaris R.

Verso un'applicazione diretta della TPMC-θ per telai in acciaio sismo-resistenti irregolari con set-backs 391
Towards a Direct Application of TPMC-θ to Irregular Seismic-Resistant Steel Frames with Setbacks
Piluso V., Nastri E., Sagarese P., Montuori R.

Selezione prestazionale della pre-tensione in telai controventati con cavi pre-tesi e soggetti ad azioni sismiche di esercizio e ultime 405
Performance-Based Prestress Selection for Cable-Braced Frames under Serviceability and Ultimate Seismic Demands
Giaccu G.F., Fenu L., Hosseini A., Briseghella B.

Influenza della deformabilità assiale dei controventi nelle configurazioni scissor-toggle 415
Influence of Brace Axial Deformability in Scissor Toggle Configurations
Maglio M., della Corte M., Nastri E., Montuori R., Piluso V., Pisapia A.

Controventi concentrici dissipativi per il rinforzo sismico di edifici in calcestruzzo armato 427
Concentric Dissipative Steel Bracings for the Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Buildings
Metelli G., Amighetti F., Giuriani E.

STRUTTURE SPECIALI
SPECIAL STRUCTURES

La nuova Torre Piloti di Genova 441
The New "Torre Piloti" of Genoa
Varni S., Maestrelli P., Mazzitelli P.

La progettazione delle strutture negli impianti di movimentazione 453
Structural Design in Handling System
Foa S., Oddera R., Villa A., Rosti A.

Progettazione e dimensionamento di sili di grandi dimensioni – un caso paradigmatico 469
Design and Sizing of Large Silos – a Paradigmatic Case
Foa S., Casagrande O., Morbio A., De Col R.

La modellazione strutturale di un silo di grandi dimensioni – analisi e raffronto con il predimensionamento 493

Structural Modeling of a Large Silo – Analysis and Comparison with Predimensioning

Foa S., Casagrande O., Morbio A., De Col R.

Ilot A7/A8 – Austerlitz - un tres beau projet
Progetto di montaggio delle strutture metalliche dell'operazione A7/A8 - Austerlitz – Parigi 511

Ilot A7/A8 – Austerlitz - Un Tres Beau Projet
Project for the Assembly of the Metal Structures of Operation A7/A8 - Austerlitz - Paris

Zantedeschi M., Cattane M.

La nuova Torre Faro Trento – centro direzionale A2A: il nuovo grattacielo destinato a ridisegnare il panorama dello Scalo Romana a Milano 523

New Building Trento Torre Faro - A2A Headquarter: The New Skyscraper Set to Redefine the Skyline of the Scalo Romana in Milan

Finzi B., Rossini L., Finzi M., Cialdella G.

STRUTTURE COMPOSTE

COMPOSITE STRUCTURES

Analisi sismica di pareti a setto unico ibride acciaio-calcestruzzo con dissipatori alla base 537

Seismic Analysis of Single-Pier Hybrid Steel-Concrete Coupled Walls with Corner Components

Scozzese F., Zona A., Leoni G., Dall'Asta A.

Scale in acciaio tra architettura e struttura 549

Steel Stairs between Architecture and Structure

Nunziata V.

Centro polisportivo di Charles Auray a Pantin, Parigi: struttura ibrida acciaio – legno 559

Steel-Timber Hybrid Structures for Multisport Centre of Charles Auray Stadium in Pantin, Paris

Zanon R., Champain B., Roche Y., Levignat J., Zantedeschi M.

Ponti a travi incorporate con utilizzo di calcestruzzo fibrorinforzato: proposta prescrizioni normative 569
Filler Beam Deck with Steel Fibre Reinforced Concrete: Bending Stiffness for Serviceability Limit State
Zanon R., Schäfer M., Ruiz G., De La Rosa A., Wolf S.

OTTIMIZZAZIONE STRUTTURALE E MONITORAGGIO
STRUCTURAL OPTIMIZATION AND MONITORING

Ottimizzazione di elementi strutturali in acciaio attraverso una sequenza continua parametrizzata 583
Optimization of Steel Structural Elements through a Continuous Parametric Sequence
Benvenuti E.

Monitoraggio strutturale delle infrastrutture in acciaio con intelligenza artificiale: dalle simulazioni FEM alle applicazioni predittive nel mondo reale 595
AI-Powered Structural Monitoring of Steel Infrastructures: From FEM Simulations to Real-World Predictive Applications
Valentino E., Tommasi C., Zirpoli A., Salvini N., Villa M.

Stato dell'arte e definizione di metriche di costruibilità per strutture spaziali a forma libera 603
Review and Definition of Fabricability Metrics for Free-Form Spatial Structures
Bordigoni Pistorello S., Bruno L., Raffaele L., Venuti F., Laccone F.

Verso un nuovo Eurocodice per la progettazione delle fasi di montaggio 615
For a New Eurocode on Erection Engineering
Catanzano A.

Analisi modale output-only per l'identificazione del danno e la risoluzione di problemi di vibrazione in strutture in acciaio 627
Output-Only Modal Analysis for Damage Identification and Vibration Problem Solving in Steel Structures
Gargaro D., Notarangelo M.A., Rainieri C.

Estensione dei rapporti di forma per il pre-dimensionamento strutturale di travi in acciaio: il caso delle sezioni composte e ad H europee con svergolamento impedito 639
Extension of Shape Ratios for the Preliminary Structural Design of Steel Beams: The Case of Composite Beams and European H-Sections with Prevented Lateral-Torsional Buckling
Di Lorenzo G., Milone A., Landolfo R.

FUOCO

FIRE

Prestazioni termiche di materiali protettivi antincendio reattivi e non reattivi in regimi di riscaldamento non standard: uno studio parametrico sperimentale 649
Thermal Performance of Reactive and Non-Reactive Fire Protective Materials under Non-Standard Heating Regimes: An Experimental Parametric Study
Cibelli A., de Silva D., Nigro E.

Valutazione della fragilità al fuoco degli edifici industriali in acciaio 669
Fire Fragility Assessment of Steel Industrial Buildings
de Silva D., Minieri S., Dionisio F., Di Meglio F., Cibelli A., Nigro E.

Comportamento strutturale di una copertura di un palaghiaccio in acciaio non protetto soggetta ad incendio 681
Fire Response of an Unprotect Steel Roof in an Ice Stadium
Possidente L., Mauro B., Andriotto D., Tondini N.

Analisi degli edifici in acciaio soggetti all'azione concatenata di terremoti e incendi 693
Analysis of Steel Buildings under Earthquake-Fire Chained Actions
Rossi C., Motta F., Francioli M., Petrini F.

Valutazione numerica delle prestazioni di resistenza al fuoco di un pipe rack in acciaio soggetto a jet fire 707
Numerical Assessment of a Steel Pipe Rack Fire under Jet Fire
Covi P., Tondini N.

TENSIONI RESIDUE, CORROSIONE E TRATTAMENTI PROTETTIVI

RESIDUAL STRESSES, CORROSION AND PROTECTIVE TREATMENTS

Misura dello stato tensionale di acciai da precompressione mediante diffrazione dei raggi-X (XRD) e rumore magnetico di Barkhausen (MBN): correlazione e sinergie 719

Measurement of the Stress State in Prestressing Steels Using X-Ray Diffraction (XRD) and Magnetic Barkhausen Noise (MBN): Correlation and Synergies

Pisani L., Ventura G., Corrado M., Torboli A.

Evoluzione di pareti in acciaio a grande inerzia per applicazioni marine e soluzioni speciali 731

Evolution of Steel High Modulus Wall for Marine and Special Applications

Sorrentino A., Gamba A.

La manutenzione dell'acciaio al carbonio con finiture fluorurate: esito ispezioni dopo 10 anni di esercizio 739

Maintenance of Carbon Steel with Fluorinated Coatinsg: Results of Inspections after 10 Years of Service Life

Vacca V., Napoli G., Di Tolla A., Locaspi A.

Approccio tecnologico unificante per la manutenzione di calcestruzzo e acciaio al carbonio con finiture fluorurate: il caso del Viadotto Basento su RA7 753

Single Source Technology for Maintenance of Concrete and Carbon Steel with Fluorinated Coatinsg: Basento Viaduct Case History on RA7

Benedetto G., Locaspi A.

Manutenzione di strutture in acciaio autoprotetto: esperienze, risultati di ispezioni e interpretazioni 763

Maintenance of Weathering Steel Structures: Experiences, Results of Inspections and Interpretation

Locaspi A., Vacca V., Sabato F.

ALLUMINIO E LEGHE SPECIALI

ALUMINIUM AND SPECIAL ALLOYS

Travi in alluminio a sezione scatolare in flessione: allegato L del nuovo EN 1999-1-1 775

Members in Bending: Annex L of New EN 1999-1-1

Piluso V., Pisapia A.

Test sperimentali sul comportamento monotono e ciclico di travi scatolari in lega di alluminio 785

Experimental Tests on the Monotonic and Cyclic Behaviour of SHS Aluminium Beams

Esposito C., Nastri E., Piluso V., Pisciottano F., Pisapia A.

Solai leggeri a grande luce in acciaio HSS basati sull'impiego di profili trapezoidali in acciaio formato a freddo 797

Lightweight Long Span Decks by HSS Grades Based on the Use of Cold-Formed Steel Trapezoidal Profiles

Dupont E., D'Antimo M., Cofano C.

SOSTENIBILITÀ E RIUSO

SUSTAINABILITY AND REUSE

Solai post-tesi smontabili per la progettazione orientata al disassemblaggio: valutazione numerica e analitica 809

Demountable Post-Tensioned Composite Floors for Design-for-Disassembly: Numerical and Analytical Assessment

Guha A., Idiart F., Di Benedetto S., Latour M., Rizzano G., Francavilla A.B., Freddi F.

MANIFATTURA ADDITIVA

ADDITIVE MANUFACTURING

Caratterizzazione geometrica di strutture reticolari in acciaio realizzate mediante stampa 3D 823

Geometrical Characterization of 3D Printed Diamond Lattice Steel Structures

Alagheband M., Arrè L., Girelli V.A., Palermo M., Esposito F.

METODI NUMERICI

NUMERICAL METHODS

Approcci analitici e numerici per la verifica degli elementi strutturali a lastra negli Eurocodici di seconda generazione 837

Analytical and Numerical Methods for the Verification of Plated Structural Elements in the Second Generation of Eurocodes

Bandini L., Caffè S., Desimoni A.

Comportamento a instabilità di membrature in acciaio rastremate: indagine sperimentale e numerica 851

Buckling Behaviour of Tapered Steel Members: Experimental and Numerical Investigation

Ilnica O., Zanon G., Couto C., Tondini N.

PONTI

BRIDGES

AMMODERNAMENTO DELL'ACCESSO ALLA STAZIONE DI BIASCA: LA NUOVA PENSILINA METALLICA A SBALZO SU UNICO APPOGGIO CENTRALE

MODERNIZATION OF THE ACCESS TO BIASCA STATION: THE NEW CANTILEVERED METAL CANOPY ON A SINGLE CENTRAL SUPPORT

Nicolas Pecorari, Gianni Neri, Fabio Dall'Aglio, Gianmarco Marani
AFRY Svizzera SA
Via Pellandini 3, Bellinzona, Svizzera
nicolas.pecorari@afry.com, gianni.neri@afry.com
fabio.dallaglio@afry.com, gianmarco.marani@afry.com

ABSTRACT

The modernization of the pedestrian access to the Biasca railway station, in the Canton of Ticino, is part of an infrastructure upgrading program aimed at removing architectural barriers in accordance with the Swiss Federal Act on the Elimination of Discrimination against People with Disabilities (LDis/BehiG). The key element of the project is a new steel canopy designed to protect the system of ramps and stairs leading to the railway underpass.
The project stands out for the complexity of its setting: the structure is located within an extremely confined space between the historic passenger building, subject to heritage protection, and an SBB service building, with minimum clearances reduced to as little as 60 cm. In this context, the canopy, covering an area of about 180 m², is supported by a single central reinforced concrete wall, resulting in a fully cantilevered configuration that enhances the lightness of the structure and the perception of a suspended volume.
The steel framework, made of S355 steel, prefabricated in the workshop and assembled on site in blocks, was developed to combine slenderness, speed of erection, and construction accuracy. The result is a structure that brings together structural rigor, architectural quality, and construction efficiency within a highly constrained infrastructure setting.

SOMMARIO

L'intervento di ammodernamento dell'accesso pedonale alla stazione ferroviaria di Biasca, nel Cantone Ticino, si inserisce nel programma di adeguamento infrastrutturale finalizzato all'eliminazione delle barriere architettoniche ai sensi della legge federale LDis/BehiG. Fulcro del progetto è una

nuova pensilina metallica posta a protezione del sistema di rampe e scale che conduce al sottopasso ferroviario.
L'opera si distingue per la complessità del contesto di inserimento: la struttura trova infatti collocazione in uno spazio estremamente ristretto tra il fabbricato viaggiatori storico, sottoposto a tutela, e un edificio di servizio FFS, con distanze minime che si riducono fino a 60 cm. In questo scenario, la copertura, estesa per circa 180 m², è sostenuta da una sola lama centrale in calcestruzzo armato, dando vita a una configurazione completamente a sbalzo che enfatizza la leggerezza del manufatto e la percezione di un volume sospeso.
La carpenteria metallica in acciaio S355, prefabbricata in officina e assemblata in situ in blocchi, è stata sviluppata per coniugare snellezza, rapidità esecutiva e precisione costruttiva. Il risultato è un'opera che integra rigore strutturale, qualità architettonica ed efficienza realizzativa in un contesto infrastrutturale di elevata complessità.

1 INTRODUZIONE

L'intervento realizzato presso la stazione ferroviaria di Biasca rientra nel programma di adeguamento delle stazioni svizzere alle prescrizioni in materia di accessibilità per i viaggiatori a mobilità ridotta. Nel caso specifico, il progetto ha affrontato congiuntamente due esigenze: da un lato l'eliminazione delle barriere architettoniche lungo il percorso di accesso ai binari, dall'altro l'adeguamento della fermata alle esigenze di esercizio connesse all'innalzamento del marciapiede e alla fermata di convogli a pianale ribassato.
Lo stato di fatto presentava infatti una configurazione non conforme sotto molteplici aspetti. In particolare, l'accesso al sottopasso lato fabbricato viaggiatori era caratterizzato da rampe con pendenza pari al 14%, non coperte e quindi non compatibili con i requisiti richiesti per un uso autonomo e sicuro da parte dell'utenza con mobilità ridotta. Il progetto ha quindi previsto il rifacimento dell'ingresso al sottopasso esistente, con la realizzazione di nuove rampe, una nuova scala e una nuova copertura a protezione dei percorsi.
La nuova pensilina costituisce l'elemento più riconoscibile dell'intervento e al tempo stesso il tema strutturale più interessante. La sua progettazione non è stata affrontata come semplice elemento accessorio, ma come occasione per integrare necessità funzionali, qualità architettonica, comportamento strutturale e vincoli costruttivi. L'opera è infatti inserita in uno spazio fortemente compresso fra il fabbricato viaggiatori storico e il fabbricato servizi FS03, in continuità con il riassetto complessivo dell'area di stazione.
In tale quadro, la soluzione adottata si distingue per la scelta di affidare il sostegno dell'intera copertura a una sola lama centrale in calcestruzzo armato, sulla quale si innesta una struttura metallica completamente a sbalzo sui quattro lati. Questa impostazione, apparentemente semplice dal punto di vista concettuale, ha imposto una riflessione approfondita sui carichi, sui meccanismi resistenti, sulla configurazione dei nodi principali e sulla strategia di prefabbricazione e montaggio.

2 IL CONCETTO ARCHITETTONICO

L'idea architettonica della pensilina nasce dalla volontà di conferire unità e riconoscibilità al nuovo accesso alla stazione, evitando tuttavia una presenza volumetrica invasiva in un ambito già fortemente condizionato da manufatti esistenti e limiti spaziali. La copertura è stata quindi concepita come un grande piano sospeso sopra le rampe e le scale, capace di offrire protezione agli utenti senza appesantire percettivamente lo spazio.
Dal punto di vista figurativo, il concetto richiama quello di una copertura "a fungo", che emerge dal fondo della vasca formata dalle nuove opere civili e si espande verso l'esterno a sbalzo, sostenuta in modo puntuale da un unico elemento centrale. L'effetto ricercato è quello di una struttura che non si impone per massa, ma per equilibrio, tensione e chiarezza geometrica. La lama in

calcestruzzo armato rappresenta il fulcro statico e compositivo dell'intervento; la carpenteria metallica costituisce invece l'elemento che traduce questa idea in una superficie coprente di forte espressività.
Anche la geometria delle rampe ha contribuito alla definizione dell'architettura della pensilina. La risposta progettuale è stata quella di un'unica copertura continua, capace di ordinare lo spazio sottostante e di trasformare un insieme di percorsi obbligati in un luogo riconoscibile di accesso alla stazione.
In questo senso, l'opera si colloca al confine tra infrastruttura e architettura. Pur assolvendo un compito eminentemente funzionale, essa è concepita per produrre qualità spaziale e per dialogare con il costruito esistente attraverso una presenza misurata, una sezione sottile ai bordi e una forte astrazione del sistema portante.

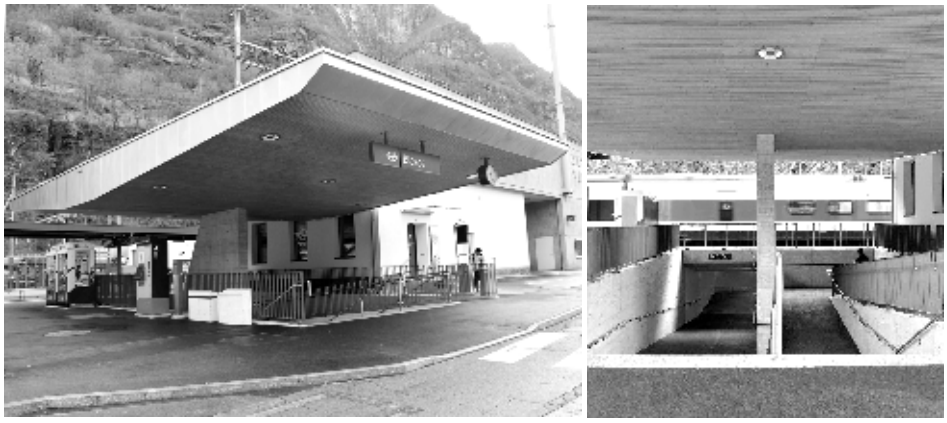


Fig. 1. La nuova pensilina al termine dei lavori e una vista dell'ingresso alle rampe

3 GEOMETRIA DELL'OPERA

La copertura si sviluppa in pianta per dimensioni complessive pari a circa 17.90 m in lunghezza e 9.80 m in larghezza. L'assetto planimetrico è governato da una maglia di otto travi secondarie longitudinali, impostate su due travi principali trasversali, entrambe incastrate superiormente nella lama centrale in calcestruzzo armato.
La lama di sostegno, alta circa 5.70 m rispetto all'estradosso della fondazione e di sezione 2.20 × 0.40 m, costituisce il solo punto di appoggio della carpenteria metallica. Le due travi principali HEB700, distanziate di 1.60 m tra i rispettivi assi, generano un nucleo resistente centrale al quale si collegano le travi secondarie. Queste ultime, realizzate a partire da profili IPE450 ricomposti, si sviluppano con due sbalzi di diversa lunghezza: uno maggiore, dell'ordine di 9.00 m, e uno minore, dell'ordine di 7.30 m, oltre a un tratto centrale compreso tra le due travi principali pari a 1.60 m.
Un aspetto rilevante della geometria è costituito dalla rastremazione delle travi secondarie, che passano da un'altezza prossima a 700 mm in prossimità del vincolo centrale a un'altezza di circa 200 mm in estremità. Questa variazione di sezione non risponde soltanto a una logica figurativa, pur essendo determinante per la percezione di leggerezza della copertura, ma è coerente con l'andamento delle sollecitazioni flettenti e con la volontà di concentrare la materia strutturale laddove essa è effettivamente necessaria.
La copertura presenta inoltre pendenze differenziate, con inclinazioni dell'ordine dell'1.5% e dell'1.9%, studiate per garantire il corretto smaltimento delle acque meteoriche e la compatibilità

con i livelli architettonici dei bordi. Le travi principali e secondarie presentano fori predisposti per il passaggio degli impianti di illuminazione e, in un caso, per lo smaltimento delle acque della pensilina.



Fig. 2. La struttura a graticcio di travi della nuova pensilina

4 ALCUNE CONSIDERAZIONI SULLE AZIONI DI PROGETTO

Il dimensionamento della pensilina è stato condotto considerando sia i carichi permanenti strutturali derivanti dal peso proprio della carpenteria, sia i permanenti portati associati al pacchetto di copertura e agli elementi di finitura. Tra questi ultimi rientrano in particolare i pannelli di rivestimento ligneo e gli strati complementari di copertura, assunti cautelativamente nel modello mediante un carico distribuito pari a circa 0.40 kN/m².

Particolare attenzione è stata riservata alle azioni ambientali, che in una struttura completamente a sbalzo e sostenuta da un unico elemento centrale assumono un ruolo determinante non solo ai fini resistenti, ma anche in termini deformativi e di equilibrio globale. Le verifiche sono state sviluppate secondo le prescrizioni SIA, considerando la quota di riferimento del sito e i coefficienti prescritti per neve e vento.

Per la neve, oltre al caso di carico con neve uniforme pari a circa 1.00 kN/m², sono stati considerati modelli più gravosi e maggiormente significativi per il comportamento strutturale: accumuli dovuti alla presenza di un edificio sopraelevato adiacente, nonché distribuzioni non uniformi atte a massimizzare deformazioni e sollecitazioni dell'insieme strutturale.

Sono stati inoltre analizzati modelli di neve parziale su metà copertura, sul lato corto e sul lato lungo, e una distribuzione trapezoidale. Questi schemi sono particolarmente rilevanti in una pensilina a forte sbalzo, poiché producono effetti spesso più severi rispetto alle condizioni simmetriche.

Anche il vento è stato trattato con particolare attenzione. La presenza dell'edificio adiacente ha suggerito l'adozione di configurazioni di carico non estese all'intera pianta, ma applicate a una sola campata, in modo da cogliere la reale influenza schermante e perturbatrice del costruito esistente.

5 STATICA E FUNZIONAMENTO STRUTTURALE

La struttura portante è costituita da due travi principali trasversali HEB700 e da otto travi secondarie longitudinali IPE450 ricomposte, collegate fra loro mediante irrigidimenti trasversali in piatti di spessore 20 mm. L'analisi è stata sviluppata mediante un modello FEM a elementi beam, nel quale la base della lama centrale è stata assunta incastrata e i carichi sono stati applicati alle travi secondarie secondo le rispettive aree di influenza.

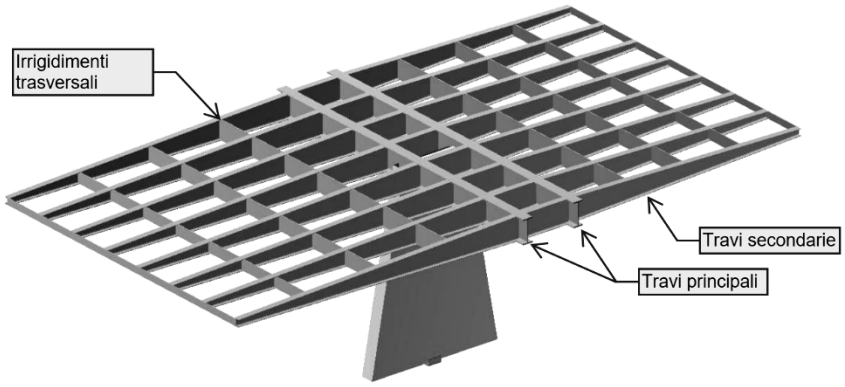


Fig. 3. Modello di calcolo agli elementi finiti della struttura

Dal punto di vista meccanico, il comportamento della pensilina può essere letto come quello di una piastra nervata appoggiata su un nucleo resistente centrale. Le travi secondarie raccolgono i carichi distribuiti della copertura e li trasferiscono alle due travi principali, che a loro volta concentrano le azioni sul nodo di connessione con la parete in calcestruzzo armato. La presenza di due travi principali distanziate di 1.60 m consente di costruire un nodo tridimensionale capace di assorbire flessione, taglio e soprattutto torsione, tema inevitabile in una configurazione a sbalzi differenziati e sottoposta a carichi fortemente asimmetrici.
Le travi secondarie svolgono un ruolo fondamentale non solo come elementi inflessi, ma anche come dispositivi di costruzione della forma resistente. La loro rastremazione segue la logica del diagramma dei momenti: sezione maggiore in prossimità del vincolo, dove si concentrano le sollecitazioni, e sezione ridotta in estremità, dove l'impegno resistente si attenua. In tal modo il progetto persegue simultaneamente efficienza strutturale, riduzione del peso e qualità percettiva del bordo.
Gli irrigidimenti trasversali, oltre a contribuire al trasferimento locale delle azioni e alla stabilità delle anime, svolgono anche una funzione di cucitura tridimensionale dell'insieme. Essi trasformano il sistema di travi in un organismo collaborante, più rigido e più controllato sotto azioni eccentriche.
Il nucleo statico dell'opera è però rappresentato dal nodo tra carpenteria metallica e lama centrale in c.a. In esso convergono tutte le sollecitazioni.

6 NODO CENTRALE

Il collegamento tra struttura metallica e lama centrale in calcestruzzo armato costituisce il dettaglio più delicato dell'intera opera.
La soluzione adottata prevede un profilo composto a doppio T metallico che collega fra loro le due travi principali, opportunamente irrigidito da piatti verticali. In termini strutturali, il nodo lavora come un blocco tridimensionale rigido, capace di assorbire tutte le sollecitazioni provenienti dalla

struttura metallica e di ripartire i flussi di compressione e trazione verso la parete in c.a. e verso le barre d'ancoraggio.
Il nodo centrale è infatti connesso alla struttura verticale di sostegno in calcestruzzo armato mediante barre d'ancoraggio ad alta resistenza in acciaio inossidabile del tipo ANCRA-V RIPINOX con tensione di rottura pari a 700 MPa e tensione di snervamento pari a 600 MPa. Le barre sono complessivamente 24: 12 hanno diametro pari a 25 mm e filettatura superiore M24; le altre 12 hanno diametro pari a 32 mm e filettatura superiore M30.
Il nodo è completato da malta di allettamento ad alta resistenza, con spessore indicativo di 2 cm, che garantisce la corretta trasmissione degli sforzi e la regolarizzazione del piano di contatto.
La progettazione del dettaglio ha richiesto quindi non soltanto la verifica delle resistenze nominali dei componenti, ma anche un'analisi del percorso delle forze e delle concentrazioni locali di tensione.



Fig. 4. Il punto di appoggio centrale, durante le fasi di montaggio della carpenteria metallica

7 PREFABBRICAZIONE, LOGISTICA E MONTAGGIO

Uno dei temi più rilevanti del progetto riguarda la realizzabilità dell'opera in un contesto ferroviario attivo e in uno spazio di cantiere fortemente limitato. La prossimità ai fabbricati esistenti, la necessità di ridurre le interferenze con i percorsi dei viaggiatori e l'opportunità di contenere tempi e rischi di posa hanno orientato fin dalle prime fasi verso una strategia di prefabbricazione in officina spinta.
La struttura metallica è stata quindi suddivisa in nove conci, progettati per essere assemblati in officina e successivamente collegati in opera mediante giunti bullonati. Questa scelta ha consentito di trasferire in ambiente controllato la quota più significativa delle lavorazioni di carpenteria, migliorando il controllo geometrico, la qualità esecutiva e la rapidità di montaggio in sito.
Nel caso della pensilina di Biasca, la montabilità è parte integrante del progetto strutturale. Il sistema a nove conci costituisce la risposta a una duplice esigenza: da un lato assicurare la precisione

di un'opera formalmente molto controllata; dall'altro rendere compatibile la costruzione con un cantiere ristretto, prossimo a edifici esistenti e inserito in un'infrastruttura ferroviaria in esercizio.

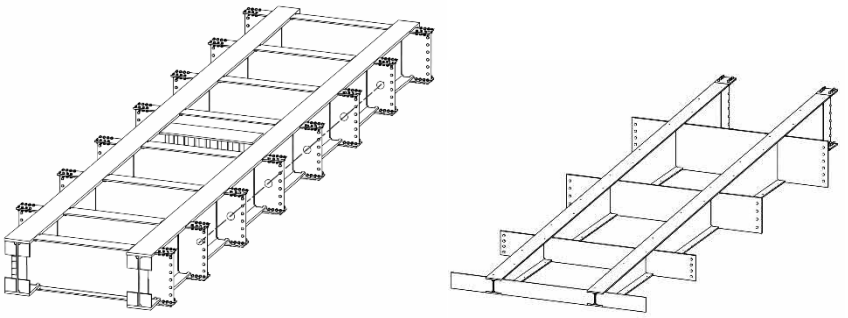


Fig. 5. A sinistra il concio centrale con le due travi principali, a destra uno degli otto conci delle travi secondarie



Fig. 6. Fabbricazione degli elementi in officina

8 GIUNTI BULLONATI E DETTAGLI DI CARPENTERIA

Le unioni fra i conci delle travi secondarie e degli irrigidimenti trasversali sono affidate a bulloni ad alta resistenza SHV classe 10.9, zincati a caldo, in combinazione con piastre coprigiunto di spessore variabile. Nei dettagli ricorrono, ad esempio, collegamenti con bulloni M16 e piastre di spessore 5, 10 e 15 mm, configurati in funzione del tipo di elemento e della posizione del giunto.
Le travi secondarie ricomposte integrano inoltre forometrie per il passaggio dei cavi di illuminazione, mentre alcune piastre irrigidenti sono predisposte con fori multipli per l'attraversamento degli impianti.

La progettazione dei dettagli ha dovuto trovare un equilibrio tra esigenze in parte contrastanti: garantire una corretta trasmissione degli sforzi, consentire tolleranze di montaggio compatibili con la prefabbricazione, evitare ispessimenti localizzati incoerenti con la pulizia della forma e infine integrare rivestimenti, lattonerie e impianti.



Fig. 7. Giunto bullonato fra il concio principale e uno dei conci secondari

10 CONCLUSIONI

La pensilina del nuovo accesso alla stazione di Biasca rappresenta un caso esemplare di integrazione tra istanze funzionali, vincoli contestuali, ambizione architettonica e rigore strutturale. L'opera nasce da un'esigenza precisa di accessibilità e adeguamento normativo, ma supera la logica della semplice risposta tecnica per costruire un manufatto riconoscibile, coerente con il sito e capace di qualificare l'esperienza di accesso alla stazione.

Dal punto di vista strutturale, il progetto è caratterizzato da una scelta forte: sostenere una copertura di circa 180 m² mediante un unico elemento centrale in calcestruzzo armato, sviluppando una carpenteria metallica completamente a sbalzo sui quattro lati. Tale impostazione ha richiesto un controllo accurato dei carichi non uniformi, della gerarchia dei percorsi di carico e del nodo di connessione acciaio-calcestruzzo.

La soluzione adottata dimostra come le strutture in acciaio possano offrire risposte particolarmente efficaci nei contesti in cui snellezza, precisione e prefabbricabilità costituiscono requisiti essenziali. Allo stesso tempo, il progetto evidenzia l'importanza della dimensione esecutiva: la suddivisione in nove conci, l'impiego di giunti bullonati e l'integrazione di forometrie, impianti e rivestimenti mostrano come la qualità dell'opera derivi da un controllo unitario del processo, dalla concezione al montaggio.
La pensilina di Biasca può quindi essere letta non solo come copertura di un accesso ferroviario, ma come una struttura di dimensioni contenute e di particolare interesse ingegneristico, nella quale l'efficienza della carpenteria metallica si mette al servizio di una forma misurata e di un contesto complesso. Proprio in questo equilibrio tra necessità e invenzione risiede l'interesse dell'opera.

RINGRAZIAMENTI

Si desidera anzitutto esprimere un sincero ringraziamento al Committente, le Ferrovie Federali Svizzere (FFS), nella persona di Michela Tanera, Capoprogetto FFS, per la fiducia accordata e per il supporto assicurato nel corso dello sviluppo del progetto. La sua attenzione, la disponibilità al confronto e l'approccio sempre collaborativo hanno rappresentato un riferimento importante per il buon esito dell'intervento.

Un sentito ringraziamento va inoltre alle Officine Ghidoni di Riazzino per la disponibilità con cui hanno reso accessibile, attraverso il proprio sito, una parte rilevante della documentazione fotografica utilizzata nella presente memoria. A loro va inoltre un particolare apprezzamento per la serietà, la competenza tecnica e la cura costruttiva che accompagnano la realizzazione delle opere di carpenteria metallica. Il loro contributo rappresenta una preziosa testimonianza del valore che l'esperienza di officina e la qualità esecutiva rivestono nell'ingegneria delle strutture in acciaio.

KEYWORDS

Pensilina ferroviaria, architettura urbana, strutture a sbalzo

DAL LEGNO ALL'ACCIAIO. IL CASO DELLA PASSERELLA CICLOPEDONALE "BIKE TO WORK" A FAENZA

FROM WOOD TO STEEL. THE CASE OF THE "BIKE TO WORK" PEDESTRIAN BRIDGE IN FAENZA

Marco Peroni, Enrico Favi
MPI - Marco Peroni Ingegneria stp Srl – Faenza (Ra)
peroni@marcoperoni.it

ABSTRACT

This paper illustrates the technical evolution shared between our studio and the Municipality of Faenza for the construction of a strategic pedestrian walkway for a part of the city. The work, which connects the historic centre to the area below the medieval walls, has undergone an important material change: the transition from wood to steel. The intervention stands out for the circular reuse of pre-existing structural components, replaced after about twenty years by a new steel infrastructure, designed, this time, to ensure maximum durability over time.

SOMMARIO

La presente memoria illustra l'evoluzione tecnica condivisa tra il nostro studio e il Comune di Faenza per la realizzazione di una passerella pedonale strategica per una parte della città. L'opera, che connette il centro storico all'area sottostante le mura medievali, è stata oggetto di un importante cambio materico: la transizione dal legno all'acciaio. L'intervento si distingue per il riutilizzo circolare di componenti strutturali preesistenti, sostituiti, dopo circa vent'anni, da una nuova infrastruttura in acciaio, concepita, questa volta, per garantire massima durabilità nel tempo.

1 INTRODUZIONE: DAL LEGNO ALL'ACCIAIO

Il tratto urbano sopra le mura medioevali di Faenza e la sottostante Via Lapi sono stati da sempre (almeno da inizio secolo scorso) collegati da una ripida scaletta metallica (con gradini e una parte laterale in lamiera che permetteva di fare scorrere la biciletta portata a mano) che si sviluppava in origine attorno al torrione di avvistamento delle mura. Nel 2005 il Comune ritiene indispensabile provvedere a costruire una rampa più agevole ai pedoni ma soprattutto alle bicilette con una pendenza limite di norma. E inizia qui il nostro coinvolgimento alla progettazione come progettisti di questa prima rampa ciclo-pedonale.

I primi concetti sviluppati (il dirigente del Comune che ci ha dato l'incarico ci lascia piuttosto liberi di progettare anche dal punto di vista architettonico) si sviluppano attorno all'idea di un percorso serpeggiante tra gli alberi del parco sotto le mura; anzi una prima idea, piuttosto azzardata è quella di sostenere il percorso pedonale direttamente sugli alberi esistenti. Una proposta che però contrastava, allora come adesso, con i criteri della normativa sulle strutture ma, in ogni caso, piuttosto romantica come idea. Ci volgiamo quindi verso una più tradizionale struttura a montanti in legno lamellare a sezione circolare rastremata variamente inclinati e più alti del piano della passarella in modo da riprendere metaforicamente una sorta di tronchi naturali emergenti dal terreno.



Fig. 1. La passerella di Via Lapi a Faenza – la prima versione in legno poi demolita

Siamo nel periodo del boom delle strutture in legno ma agli inizi dell'utilizzo di questo materiale nel nostro territorio soprattutto all'esterno. Una serie di assunti ottimistici anche a livello di particolari costruttivi (come, per esempio, quello di pensare alle orditure tutte nello stesso piano con giunti in acciaio a scomparsa) rende però questa struttura estremamente vulnerabile alla vetustà del tempo e all'attacco dei funghi e dell'acqua. Dopo circa 15 anni dalla sua realizzazione la passerella comincia quindi ad ammalorarsi veramente in modo preoccupante e a perdere letteralmente i pezzi e deve essere se non chiusa del tutto al pubblico per lo meno puntellata e limitata nel suo uso. E se ne richiede la sua ricostruzione. Questa volta, resosi necessario garantire una durata maggiore e forti della fallimentare esperienza precedente, si adotta una soluzione tutta in acciaio che si ritiene essere, sempre con la dovuta manutenzione programmata, più duratura nel tempo. Il percorso così sinuoso è ancora attuale ed apprezzato dai nuovi tecnici del settore comunale dei lavori pubblici per cui si ritiene di mantenere buono il sistema fondale fatto di pali profondi (per oltrepassare il terreno poco compatto della zona sotto le mura) e cordoli in c.c.a e di poggiare la nuova struttura su questo vecchio basamento e anzi ancorandosi agli stessi tirafondi che si erano usati per le piastre

dei pilastri in legno della vecchia passerella. Il nuovo progetto (finanziato con un bando regionale relativo al Bike to Work allo scopo di disincentivare l'utilizzo delle auto per andare al lavoro in centro storico) recentemente inaugurato (gennaio 2026) – intitolato alla insegnante antifascista Ada Rossi - è questa volta in acciaio con pilastri tubolari variamente inclinati che riprendono il tema della vecchia passerella ma che terminano, in questa nuova versione, sotto l'impalcato che si appoggia su di essi (Fig. 3).

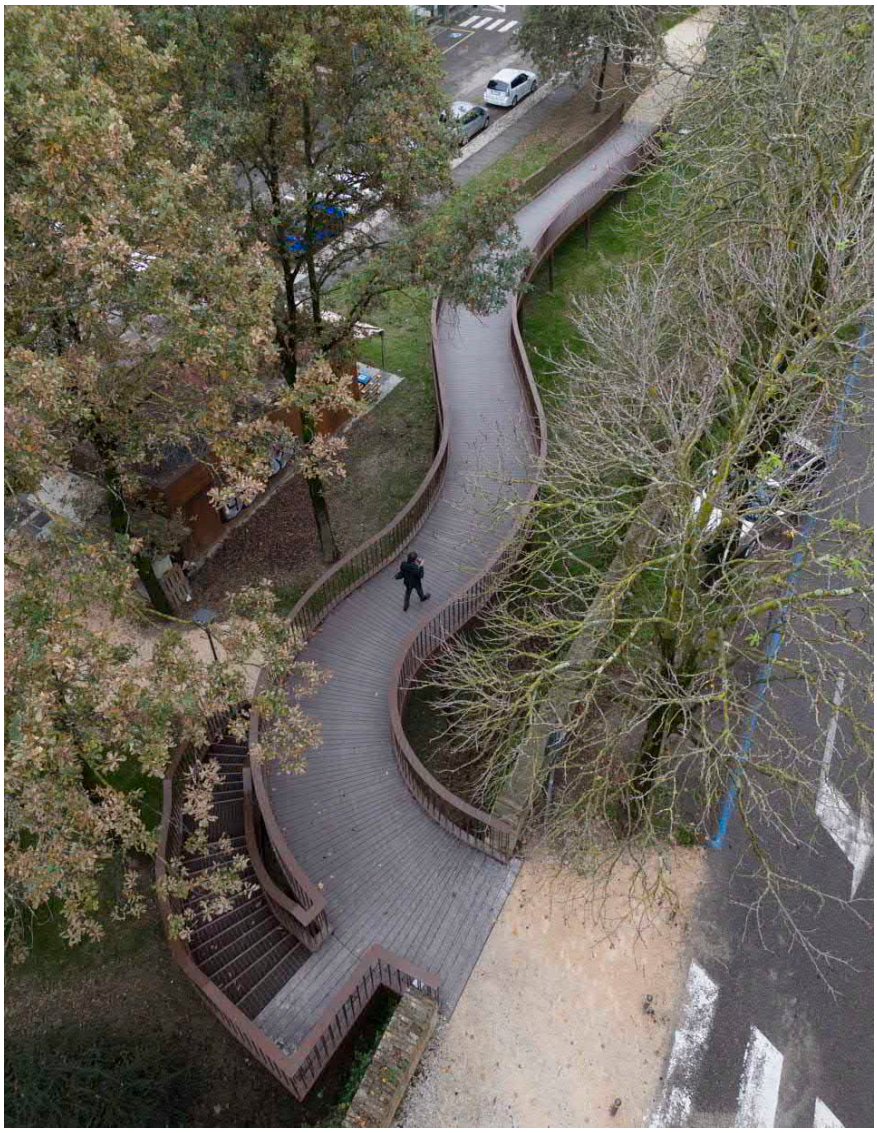


Fig. 2. La passerella di Via Lapi a Faenza – vista zenitale dal drone [foto Fabio Mantovani]



Fig. 3. Particolare del sistema di pilastri e di controventature sottostanti l'impalcato

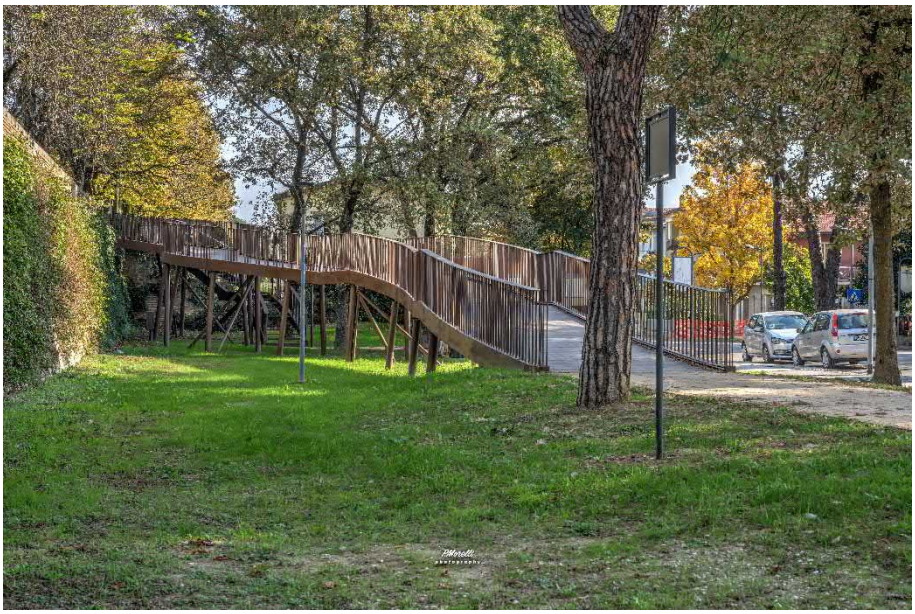


Fig. 4. Vista della passerella dal parco delle mura

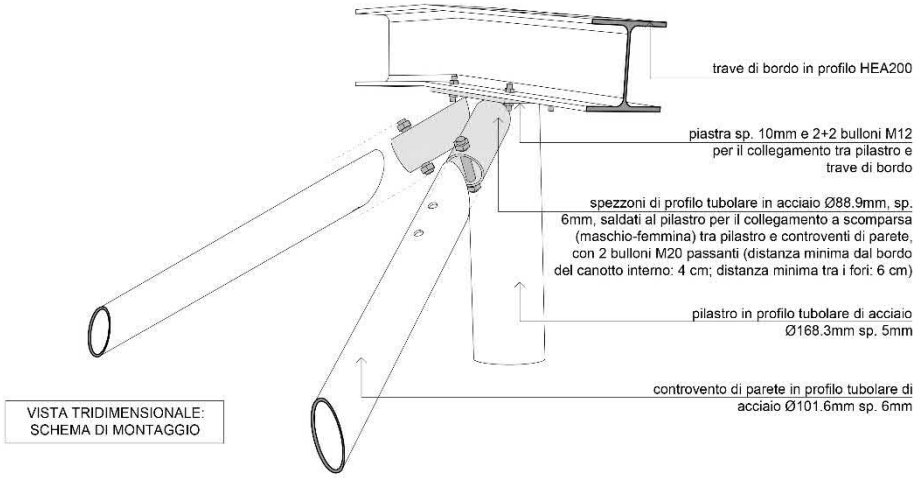


Fig. 5. Particolare aggancio controventature in profili tubolari di acciaio

2 DESCRIZIONE TECNICA DELLA STRUTTURA

La nuova passerella pedonale, i cui lavori sono iniziati a inizio 2025, è stata questa volta realizzata con un impalcato in travi di bordo in acciaio, sezione HEA200, irrigidite nel loro piano da traversi in profili IPE120 e tondi di controventamento in acciaio di diametro 16mm (Fig. 6).

Lo sviluppo della passerella è sempre di circa 50m (in modo da garantire in ogni punto una pendenza massima dell'8%) e copre un dislivello in altezza di circa 3.50m ed è composto da travi di bordo necessariamente calandrate per assecondare l'andamento "a biscia" in pianta e in alzato della rampa. Sono stati previsti giunti a completo ripristino tra le travi principali laterali in corrispondenza dei tre pianerottoli della passerella (Fig. 7).

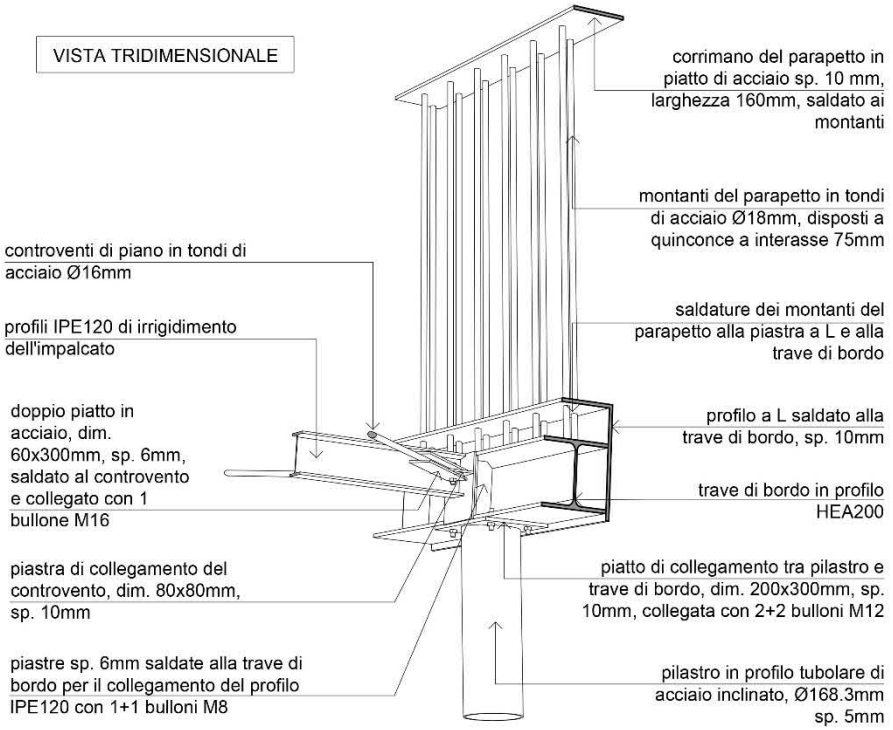


Fig. 6. Nodo travi portanti laterali – orditura trasversale e pilastro

Particolarmente studiati sono stati la trave di bordo (composta con un piatto sagomato superiore atto ad ospitare l'illuminazione radente del percorso – realizzata con uno strip led) e il parapetto che a questo punto diventa un segno riconoscibile importante del percorso composto da candele verticali in tondi di acciaio che creano un interessante motivo decorativo rispetto alle mura storiche. Le travi principali reggono l'elemento di chiusura orizzontale dell'impalcato, costituito da un tavolato di legno pressato riciclato a doghe di WPC di spessore 5 cm leggermente scostate tra loro per permettere il deflusso dell'acqua piovana.
Le travi poggiano ogni 5 m circa su pilastri tubolari in acciaio, di diametro 168.3mm e spessore 5mm, variamente inclinati e collegati a loro volta in fondazione tramite inghisaggi con resine epossidiche in corrispondenza dei plinti esistenti (l'unica parte che abbiamo mantenuto della vecchia costruzione). Sono inoltre presenti profili tubolari inclinati di controventamento, di diametro 101.6mm e spessore 5mm, a collegamento tra i vari pilastri che si immergono nel terreno raggiungendo le basi in corrispondenza delle fondazioni.

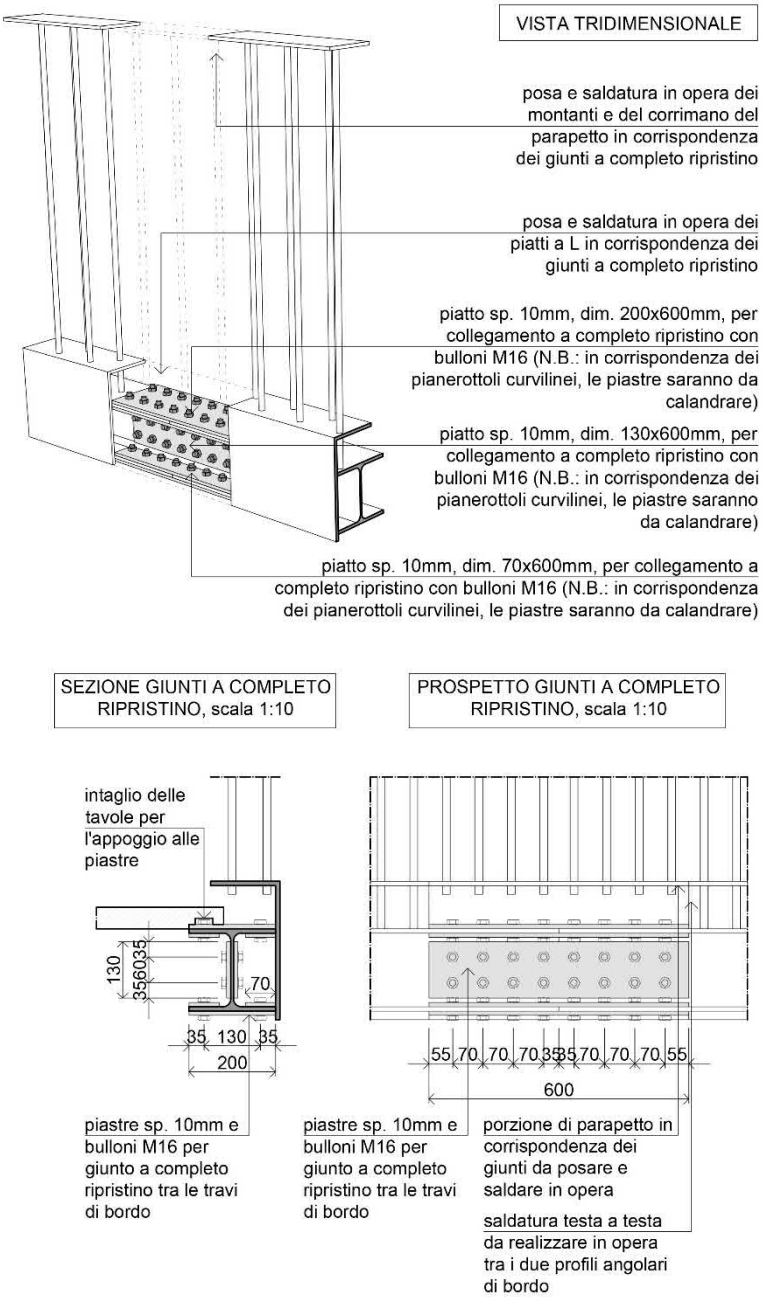


Fig. 7. Particolare nodo di giunzione tra i conci delle travi principali

Le strutture di fondazione esistenti sono costituite da plinti in c.a. di dimensione 70x70cm e spessore 40 cm, con travi di collegamento in c.a. di sezione 30x40 cm. In corrispondenza di ogni plinto sono presenti pali trivellati di diametro 40 cm e profondità di circa 8m.
Per l'appoggio della passerella in sommità alle mura storiche (attualmente costituito da una trave in legno) viene prevista la sostituzione della trave lignea con una nuova trave in acciaio in profilo IPE360, saldata alle piastre di acciaio esistenti in corrispondenza delle teste dei micropali, dotata di mensole in acciaio con fori asolati per il collegamento dei cosciali della passerella, al fine di permettere le deformazioni termiche di quest'ultima nella direzione longitudinale.
La passerella viene poi completata da una scala metallica collegata alle strutture della passerella che affianca per un primo tratto con la stessa curvatura la rampa, costituita da cosciali in profili HEA200 calandrati poggianti su pilastri inclinati in profili tubolari di acciaio, diametro 168.3mm e spessore 5mm, collegati in fondazione ai plinti esistenti. L'attacco della scala (lato via Lapi) è invece costituito da una nuova soletta in c.a. di spessore 30 cm poggiante su nuovi pali di fondazione di diametro 40 cm e profondità 8 m.
Le strutture dei parapetti della passerella e della scala metallica sono costituite da tondi pieni in acciaio di diametro 18mm, disposti a quinconce ad interasse 75mm, saldati in opera alle travi di bordo e ad un profilo angolare appositamente predisposto e saldato alle travi di bordo per proteggere uno strip-led che illumina il percorso della passerella di notte.

3 L'ANALISI NUMERICA

A livello di calcolo analitico è stata eseguita una classica analisi statica e dinamica agli elementi finiti (Fig. 8). Per la conformazione strutturale degli elementi della passerella e le luci in gioco non è stato necessario ricorrere ad analisi più sofisticate come per esempio, estendersi nel campo non lineare. Il carico portato dagli elementi della passerella e delle scale è relativo alla presenza del tavolato ligneo di spessore 5 cm (carico distribuito: 30 kg/mq), nonché alla presenza dei montanti del parapetto in tondi di acciaio diametro 18mm (carico lineare: 30 kg/m), del corrimano in piastra 160x10mm (12 kg/m) e dell'angolare saldato alle travi di bordo (38 kg/m).
Il carico variabile della folla sulla passerella e sulla scala metallica viene assunto pari a 500 kg/mq sulla base dello Schema di Carico 5 di cui al paragrafo 5.1.3.3.3 NTC2018.
Vista la particolare rigidezza dell'opera dovuta alla sua conformazione e al sistema di controventatura rigido non si rilevano particolari spostamenti o deformazioni, se non di qualche millimetro in caso statico e dinamico al sisma. Alla fine dei lavori è stata anche eseguita una prova di carico validando gli spostamenti ottenuti in fase di calcolo.



Fig. 8. Modello 3d agli elementi finiti [dal programma di calcolo MasterSap di AMV]

5 CONCLUSIONI

Nell'intreccio di pendenze e inclinazioni, l'opera di carpenteria metallica ha richiesto un impegno profuso con grande maestria. Sincero plauso si rivolge quindi alla ditta DPV Montaggi di San Giovanni Gemini (AG), la quale ha saputo interpretare l'idea progettuale con perizia e professionalità, piegando la materia attraverso calibrate calandrature e scomposizioni in conci per assecondare la complessa geometria dell'opera.

Tuttavia, come di consueto nei sodalizi di successo, la chiave della riuscita risiede nella sinergia che ha unito l'intero corpo di progettazione, guidato dall'Ing. Laura Dalpiaz del Servizio Progettazione Infrastrutture e Manutenzione del Comune di Faenza (Eleonora Visani e Azzurra Mainetti – parte del gruppo di progettazione e coordinamento).

Fondamentale, infine, si è rivelata la competenza dell'Ing. Enrico Favi, infaticabile coordinatore tecnico dei vari fornitori e fulcro operativo per il nostro studio.

KEYWORDS

Passerella pedonale, strutture strallate, durabilità, contesto.

LAVORI DI RIFACIMENTO DEL PONTE AGRO' SITO AL KM 35+100 DELLA S.S. 114 "ORIENTALE SICULA" TRA IL COMUNE DI SANTA TERESA DI RIVA (ME) ED IL COMUNE DI SANT'ALESSIO SICULO (ME)

RENOVATION OF AGRO' BRIDGE LOCATED AT KM 35+100 OF THE S.S. 114 "ORIENTALE SICULA" BETWEEN THE MUNICIPALITY OF SANTA TERESA DI RIVA (ME) AND THE MUNICIPALITY OF SANT'ALESSIO SICULO (ME)

Giorgio Rizzo
Federico Panighel
Enrico Parcianello
Gefyra Engineering Srl
STP
info@gefyraengineer-ing.com

Fabio Sgarrella
(R.U.P.)
Antonio Principato Trosso
(Direttore dei Lavori)
ANAS S.p.A.

Vincenzo Fleres
(Direttore Tecnico Operativo)
Pasquale Grillo
(Project Manager)
COSEDIL S.p.A.

ABSTRACT

The Agrò bridge, built in the 1950s at km 35+100 of the Strada Statale 114 "Orientale Sicula" road alongside the railway line, had shown clear signs of deterioration in the deck beams, leading to a complete renovation of the viaduct. At the same time, the road section has been adapted to a C1 type extra-urban road and widened to accommodate a cycle path. The original spans were 20m long. The need to have spans over waterways of at least 40m led to the design of a new continuous deck with double spans compared to the original ones, leaving both the hydraulic clearance and the road level unaffected. These aspects influenced the decision to use a steel deck with double T-beams with a height varying from 1 m to 3 m. In particular, the new deck consists of nine spans with a maximum span of 45.7 m. The crossbeams are placed at 4 m and support the slab across its entire width of 15 m. The slab is cast on 6 cm thick self-supporting slabs, laid longitudinally to the deck axis and resting on the crossbeams. To minimize the reactions transmitted to the substructures, the support devices are friction pendulum isolators combined with multidirectional supports.

SOMMARIO

Il ponte Agrò, costruito negli anni ’50 al km 35+100 della Strada Statale 114 “Orientale Sicula”, in affiancamento alla linea ferroviaria, aveva evidenziato chiari segni di degrado nelle travi dell’impalcato, rendendo necessario un intervento di completa riqualificazione del viadotto.
Contestualmente, il tratto stradale è stato adeguato alle caratteristiche di una strada extraurbana di tipo C1 ed è stato ampliato per ospitare una pista ciclabile. Le campate originarie avevano una luce di 20 m. L’esigenza di garantire luci libere sugli attraversamenti idraulici di almeno 40m ha portato alla progettazione di un nuovo impalcato continuo con campate di lunghezza doppia rispetto a quelle originarie, mantenendo invariati sia il franco idraulico sia la quota stradale. Questi aspetti hanno orientato la scelta verso un impalcato in acciaio costituito da travi a doppio T con altezza variabile da 1 m a 3 m. In particolare, il nuovo impalcato è composto da nove campate, con una luce massima di 45,7 m. I traversi sono disposti a un interasse di 4 m e sostengono la soletta per l’intera larghezza di 15 m. La soletta è gettata su lastre autoportanti di spessore pari a 6 cm, posate longitudinalmente rispetto all’asse del ponte e appoggiate sui traversi. Per ridurre al minimo le reazioni trasmesse alle sottostrutture, i dispositivi di appoggio adottati sono isolatori a pendolo scorrevole abbinati ad appoggi multidirezionali.

1 INTRODUZIONE

Nel settore delle infrastrutture moderne, la scelta della tipologia strutturale di un ponte rappresenta un elemento determinante per garantire efficienza, sicurezza, durabilità e sostenibilità economica. Tra le soluzioni più apprezzate negli ultimi anni si distingue il ponte metallico di tipo *Ladder Deck*, una configurazione strutturale ancora non molto diffusa in Italia, che unisce elevate prestazioni statiche a rapidità costruttiva ed ottimizzazione dei costi. Nel presente articolo si riportano le motivazioni tecniche e logistiche che hanno portato ad adottare questa tipologia di impalcato per rimpiazzare il ponte esistente.

2 DESCRIZIONE DEL PONTE

2.1 Analisi del ponte esistente

Il ponte Agrò, costruito negli anni ’50 al km. 35+100 della Strada Statale 114 “Orientale Sicula” è costituito da tredici campate, di lunghezza variabile tra 17,8m (campate di riva) e 22,85m (campate intermedie), per una lunghezza complessiva di 287m. Adiacente alla sede stradale, su impalcato separato, transita la linea ferroviaria Messina-Catania. Il ponte costituisce un collegamento fondamentale per la mobilità della fascia ionica messinese.
Le pile e le spalle delle due infrastrutture sono in prosecuzione l’una dell’altra, seppur separate in elevazione da un giunto. Gli attuali impalcati sono costituiti da 5 travi a cassone semplicemente appoggiate, collegate da traversi e soletta, costruite a conci e precompresse a cavi post-tesi. Ispezioni visive e strumentali condotte sull’impalcato stradale hanno evidenziato un diffuso degrado che ha comportato il distacco di copriferro nelle travi e nella soletta (ferri di armatura e cavi esposti) e il fenomeno della corrosione degli stessi elementi di acciaio. È stato quindi stabilito di procedere alla demolizione e ricostruzione dell’infrastruttura stradale, adeguando al contempo la sezione stradale a quella di strada extraurbana di tipo C1. Mantenendo lo stesso asse stradale precedente, ciò ha comportato un inevitabile allargamento strutturale anche delle pile dal lato opposto alla ferrovia.



Fig. 1. Vista del ponte esistente prima della demolizione.

2.2 Criteri di Progetto per il nuovo impalcato

La necessità di realizzare un allargamento delle elevazioni e delle fondazioni delle pile esistenti ha comportato l'adozione di uno schema statico ed una tipologia strutturale che consentisse di lavorare con luci più ampie rispetto all'impalcato in c.a.p. esistente, in un'ottica di ottimizzazione delle lavorazioni, della manutenzione e della logistica di cantiere. Per questo motivo, la scelta è ricaduta su un impalcato continuo a struttura mista acciaio-calcestruzzo, che consente di utilizzare campate di maggior luce ed ha permesso di bypassare quattro pile esistenti nella nuova configurazione. Per minimizzare le azioni sulle nuove pile e fondazioni, è stato poi adottato un sistema di isolamento sismico tramite isolatori a pendolo ad attrito.

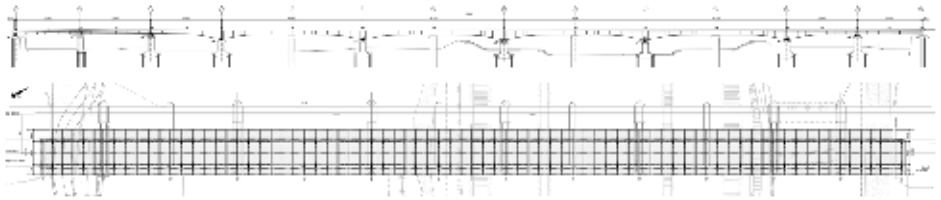


Fig. 2. Inquadramento planimetrico e sezione longitudinale dell'opera.

2.3 Il nuovo impalcato tipo "ladder deck"

Il nuovo impalcato è stato quindi progettato come trave continua su nove campate di lunghezza variabile tra i 20m ed i 45.7m. Il viadotto è composto da due travi continue in acciaio a doppio T con altezza variabile da 1m a 3m in corrispondenza delle pile delle campate maggiori. Le travi sono rese collaboranti mediante connettori a taglio (pioli Neslon) con la soletta.

L'impalcato rientra nella cosiddetta tipologia strutturale "*ladder deck*", diffusa largamente soprattutto nel Regno Unito. Il nome è dovuto al fatto che la soletta è gettata su lastre predalle ordite parallelamente all'asse longitudinale dell'impalcato e che poggiano tra due traversi consecutivi, resi collaboranti tramite connettori a taglio (creando una configurazione assimilabile ad una scala a pioli in planimetria).

I traversi sono incastrati alle travi principali, il che comporta il vantaggio di non dover inserire alcun controvento orizzontale per le fasi di getto. La stabilità delle travi principali, infatti, è garantita dagli stessi traversi.
Nel caso in esame, i traversi sono disposti ad un passo tipico di 3.8m, con variazioni fino ad un massimo di 4m. Dati i grandi sbalzi laterali rispetto alle travi principali (fino a 4m), i traversi sostengono la soletta per la sua intera larghezza e presentano una sezione ad altezza variabile che da un lato permette di assecondare la pendenza a schiena d'asino dell'impalcato riducendo lo spessore della soletta, dall'altro permette di ottimizzarne la sezione assecondando l'andamento delle sollecitazioni.

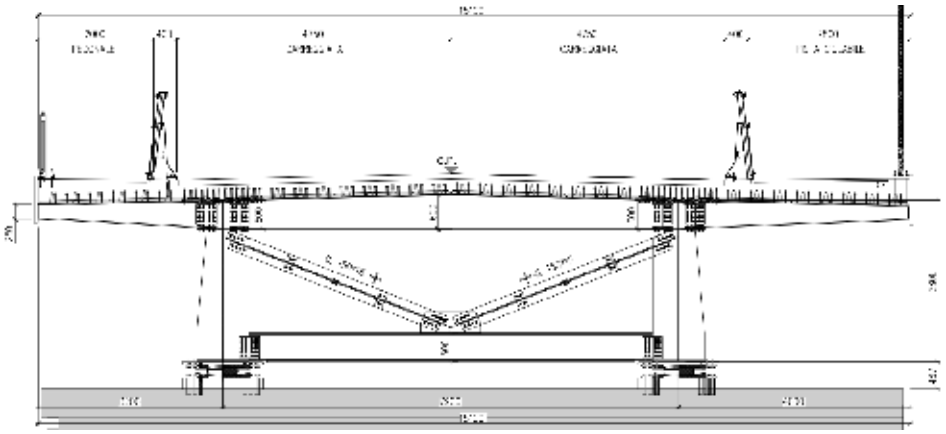


Fig. 3. Sezione trasversale tipica - appoggio su pila.

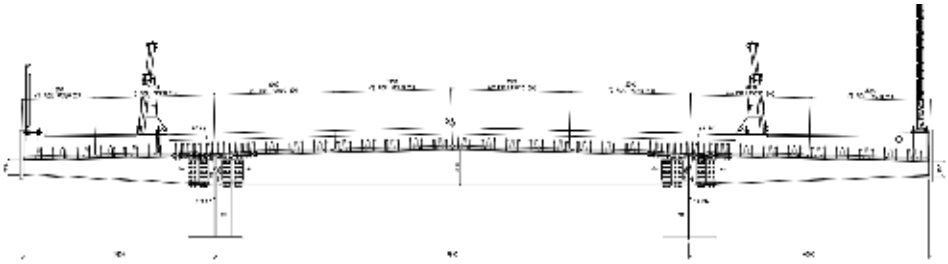


Fig. 4. Sezione trasversale tipica - traverso intermedio.

La soletta in calcestruzzo armato presenta uno spessore complessivo di 260 mm il cui getto viene eseguito su lastre predalles tralicciate in cemento armato di spessore 60 mm ordite in direzione longitudinale e in semplice appoggio sui traversi dell'impalcato, con una larghezza di appoggio pari a 50mm per lato. Al fine di ottenere l'altezza totale della soletta si realizza un getto di completamento sulle predalles per uno spessore di 200 mm.
Essendo le lastre predalles ordite longitudinalmente rispetto all'asse dell'impalcato, ciò ha permesso di conteggiare nella verifica della soletta a momento positivo (nella zona di campata tra due traversi) l'intero spessore della soletta di 260mm.

2.4 Isolamento sismico

L'azione orizzontale più significativa per quanto riguarda la verifica delle pile è rappresentata dal sisma. Il sito di costruzione ricade in zona sismica 1, con un'accelerazione massima al suolo allo SLV pari a a_g = 0.319g. Di fondamentale importanza è stata quindi la progettazione di un sistema di isolamento in grado di minimizzare le azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture.
In particolare, su tutte le pile ad eccezione della P12 è previsto l'appoggio con due isolatori tipo Friction pendulum, che permettono di minimizzare le reazioni trasmesse alla sottostruttura.
Questo è stato ottenuto mediante l'installazione di due pendoli ad attrito per ciascuna traversa d'appoggio in corrispondenza delle pile intermedie (Raggio di curvatura R=2500 mm, Attrito dinamico nominale μ=4%, capacità di spostamento 350 mm, carico verticale massimo ULS R_{Ed}=11800 kN, carico quasi permanente R_{qp}=8000 kN).
Sulla pila P12, al fine di evitare di trasmettere azioni longitudinali sulla sommità della pila, si utilizzano due apparecchi d'appoggio multidirezionali.
In corrispondenza delle spalle, per contenere gli spostamenti trasversali, semplificando così la struttura del giunto di dilatazione, si utilizzano due apparecchi d'appoggio multidirezionali associati ad un vincolo fisso trasversale (chiave di taglio).
Il sistema isolato così ottenuto ha richiesto un calcolo di tipo non-lineare con integrazione al passo delle equazioni del moto. Questo è stato effettuato su sette coppie di accelerogrammi spettro-compatibili secondo le prescrizioni riportate al §3.2.3 di EN1998-2.

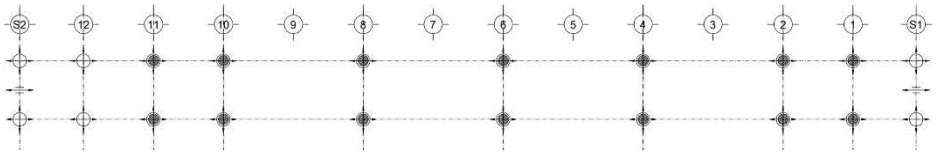


Fig. 5. Disposizione in pianta degli apparecchi di appoggio.

2.5 Pile e fondazioni

Le nuove pile hanno un'altezza fuori terra variabile tra 5 m e i 3.5 m. La sezione della pila ha dimensioni 1.8x14.6 m con un'estremità raggiata. La pila poggia su un plinto massivo di fondazione di base 15.64 x 3.6 m e altezza 2 m. Intorno a tutto il plinto di base è connessa una mensola di 70 cm di altezza e 1.4 m di lunghezza utilizzate per la connessione di micropali che confinano il terreno al disotto del plinto (diametro tubo 168.3 mm, diametro foro 240 mm). I micropali svolgono diverse funzioni: protezione del terreno rispetto allo scalzamento, confinamento del terreno al di sotto del plinto, trasferimento di parte dei carichi verticali sulla pila, e resistenza ai carichi orizzontali sulla pila (i carichi orizzontali risultano comunque di modesta entità grazie all'utilizzo dei pendoli ad attrito per l'appoggio dell'impalcato sulla pila).

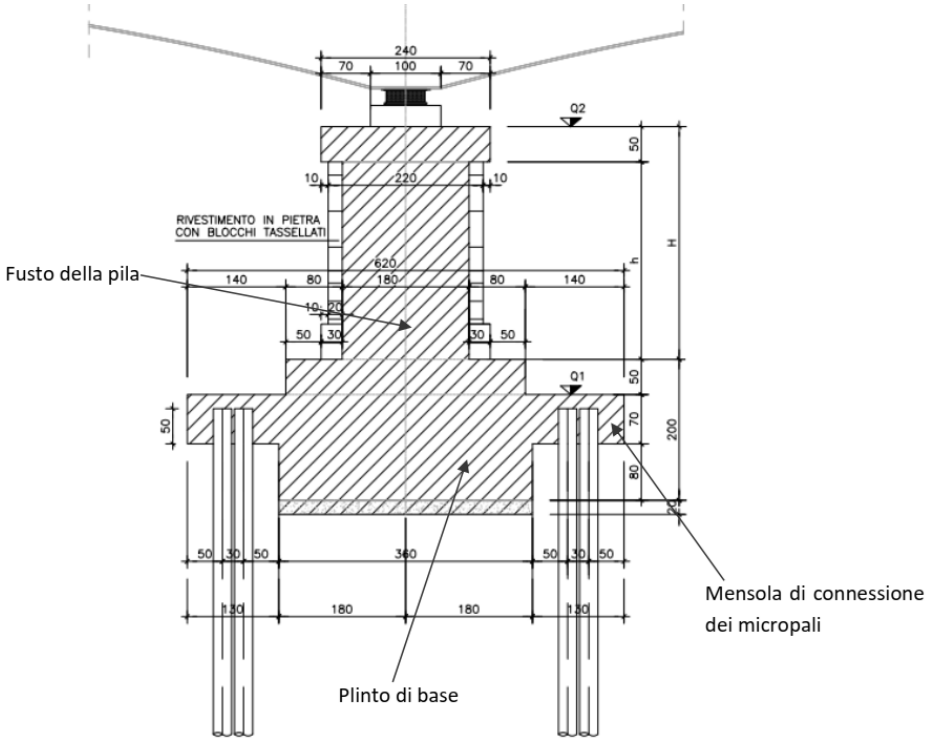


Fig. 6. Sezione tipologica pile.

3 FASI DI COSTRUZIONE

A seguito della demolizione dell'impalcato esistente, la prima fase di lavorazione ha riguardato la demolizione parziale delle pile dove poggia il nuovo impalcato e la nuova costruzione delle relative fondazioni ed elevazioni.



Fig. 7. Costruzione nuove pile adiacenti alle esistenti del ponte ferroviario.

Realizzate le sottostrutture, l'impalcato metallico è stato assemblato a piè d'opera in macroconci e successivamente sollevato in posizione con autogrù dal basso. Le pile esistenti non intaccate da modifica sono state sfruttate per poggiare temporaneamente le travi di impalcato durante le fasi di montaggio. Ciò ha permesso di eseguire i montaggi riducendo i supporti temporanei, tipo torri o blocchi provvisionali, ottenendo in questo modo un minore impatto sull'ambiente ed un notevole risparmio di tempi. La struttura molto semplice dell'impalcato metallico, inoltre, ha permesso un montaggio rapido e preciso.
Completato il montaggio della carpenteria metallica, si è proceduto poi all'installazione delle lastre predalles, dei ferri di armatura della soletta e al getto della soletta stessa. Il progetto delle fasi di getto trasversali e longitudinali della soletta è stato realizzato in continuità a partire da una spalla in modo da ottimizzare ed agevolare le operazioni di cantiere.

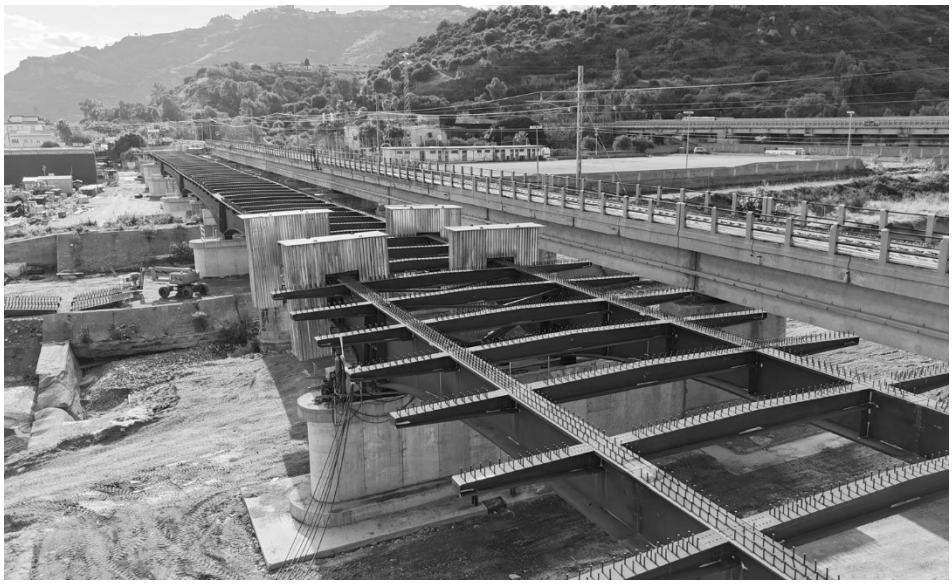


Fig. 8. Impalcato durante le fasi di montaggio carpenteria metallica.



Fig. 9. Impalcato durante le fasi di montaggio predalle.

4 CONCLUSIONI

La ricostruzione del nuovo Ponte Agrò rappresenta una delle opere infrastrutturali più importanti attualmente in corso nella Sicilia orientale. Dopo anni di criticità, rallentamenti e disagi alla

circolazione, il nuovo viadotto si avvia verso il completamento, segnando un passaggio decisivo per la sicurezza e l'efficienza della rete stradale regionale. Il nuovo ponte consentirà di:

- migliorare i collegamenti tra i comuni costieri;
- ridurre i tempi di percorrenza;
- aumentare la sicurezza stradale;
- favorire il turismo e le attività economiche;
- garantire una maggiore resilienza infrastrutturale.

L'adozione della tipologia strutturale dell'impalcato del tipo "ladder deck" associata all'isolamento sismico previsto ha permesso di ridurre i tempi di assemblaggio della struttura metallica e al contempo ha garantito un miglior comportamento dinamico della struttura. La semplicità della struttura, inoltre, ne facilita le ispezioni periodiche e gli interventi di manutenzione.
Il ponte metallico di tipo Ladder Deck rappresenta oggi una soluzione tecnologicamente avanzata e altamente performante per numerose applicazioni infrastrutturali. La combinazione tra leggerezza, rapidità costruttiva, durabilità, sostenibilità e flessibilità progettuale lo rende una scelta particolarmente vantaggiosa, dal punto di vista sia tecnico che economico.



Fig. 10. Impalcato durante le fasi di getto della soletta.

KEYWORDS

Composite bridge, Bridge renovation, seismic isolation.

IL NUOVO PONTE SUL FIUME ARNO A FIRENZE: PROGETTO DI VARO

THE NEW BRIDGE OVER ARNO RIVER IN FLORENCE: ERECTION DESIGN

Giorgio. Rizzo
Claudio Cadelli
Federico Panighel
Gefyra Engineering srl STP
info@gefyraengineering.com

Fulvio Scandiuzzi
Scandiuzzi Steel Constructions S.p.A

ABSTRACT

The new bridge over the Arno River is an important project serving the new Line 3 of the Florence tram network. The new bridge will not carry the tracks of the new connection between the historic centre and Bagno a Ripoli but will transfer the road traffic currently served by the G. da Verrazzano bridge, which will be used for the new tram line.
The construction was divided into three main phases. The first consisted of the assembly and launching of a 141.5m section of the deck by means of SPMTs. The total weight of the deck section launched at this stage was 1,600 tonnes. The second assembly phase consisted of the construction of the cantilevered orthotropic slab from Abutment 1. It was assembled by lifting individual segments resting on the abutment and temporary towers. The final phase involved closing the deck by lifting the last beam segments with a mobile crane positioned on the orthotropic slab.
The assembly is completed by placing the deck on its final supports.

SOMMARIO

Il nuovo ponte sul fiume Arno costituisce un'importante opera al servizio della nuova Linea 3 della rete tranviaria di Firenze. Il nuovo ponte non ospiterà i binari del nuovo collegamento tra il centro storico e Bagno a Ripoli, ma consentirà di trasferire il traffico veicolare attualmente sostenuto dal ponte G. da Verrazzano, che sarà invece destinato al passaggio della nuova linea tranviaria.
La costruzione è stata suddivisa in tre fasi principali. La prima ha riguardato l'assemblaggio e il varo di una porzione di impalcato lunga 141,5 m mediante SPMT (Self-Propelled Modular Transporters). Il peso complessivo della porzione di impalcato varata in questa fase era pari a 1.600 tonnellate. La seconda fase di assemblaggio ha riguardato la realizzazione della soletta ortotropa a sbalzo a partire dalla Spalla 1. L'assemblaggio è stato eseguito mediante il sollevamento di singoli

conci, appoggiati sulla spalla e su torri provvisorie. La fase finale ha previsto la chiusura dell'impalcato mediante il sollevamento degli ultimi conci di trave con una gru mobile posizionata sulla soletta ortotropa. Il montaggio si completa con la posa dell'impalcato sui suoi appoggi definitivi.

1 INTRODUZIONE

Il nuovo ponte sul fiume Arno, situato nel contesto urbano della città di Firenze, costituisce un'infrastruttura strategica a supporto della nuova Linea 3.2.1 della rete tranviaria cittadina. Pur non ospitando direttamente i binari del collegamento tra il centro storico e Bagno a Ripoli, il nuovo attraversamento svolge un ruolo fondamentale nella riorganizzazione della viabilità dell'area.
L'opera è infatti destinata ad assorbire il traffico veicolare attualmente transitante sul Ponte Giovanni da Verrazzano, consentendo a quest'ultimo di essere adeguato all'esercizio della nuova linea tranviaria.
Il ponte rappresenta pertanto un elemento chiave per il potenziamento della mobilità sostenibile nell'area metropolitana fiorentina, contribuendo al miglioramento dei collegamenti tra il centro cittadino e i quartieri periferici.

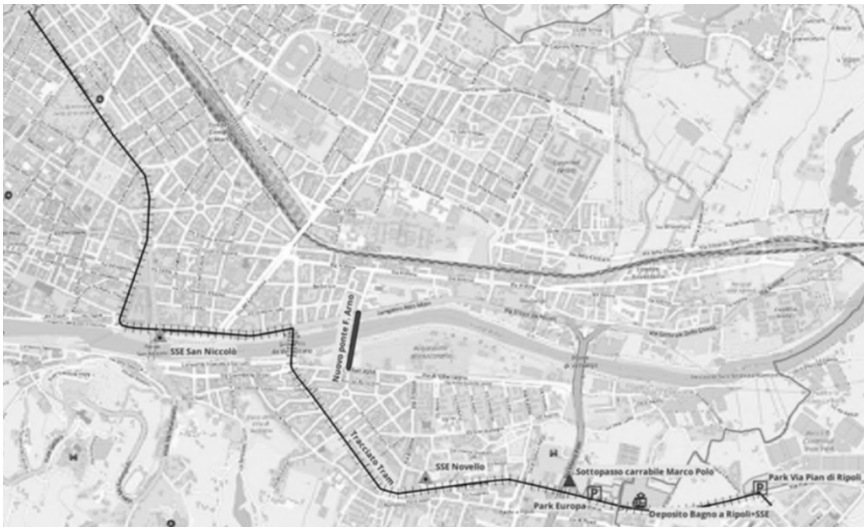


Fig. 1. Inquadramento topografico del tracciato delle Linea 3 del Sistema Tramviario di Firenze tratta Libertà – Bagno a Ripoli

2 DESCRIZIONE DEL PONTE

2.1 Descrizione della struttura

L'impalcato del nuovo ponte sul fiume Arno è costituito da una struttura in sistema misto acciaio calcestruzzo, continuo su due campate di luci L1= 97.0 (85+12) m e L2 = 79 m, per un totale di 176 m. Il profilo longitudinale dell'opera supera l'alveo mediante due livellette caratterizzate da pendenze pari al 7% e al 5,4%, garantendo il rispetto del franco idraulico previsto rispetto alla piena duecentennale del fiume Arno.

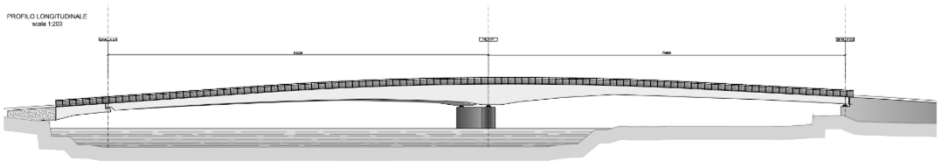


Fig. 2. Profilo longitudinale

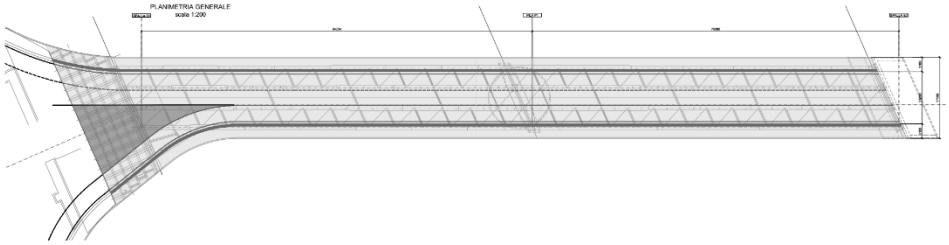


Fig. 3. Planimetria generale

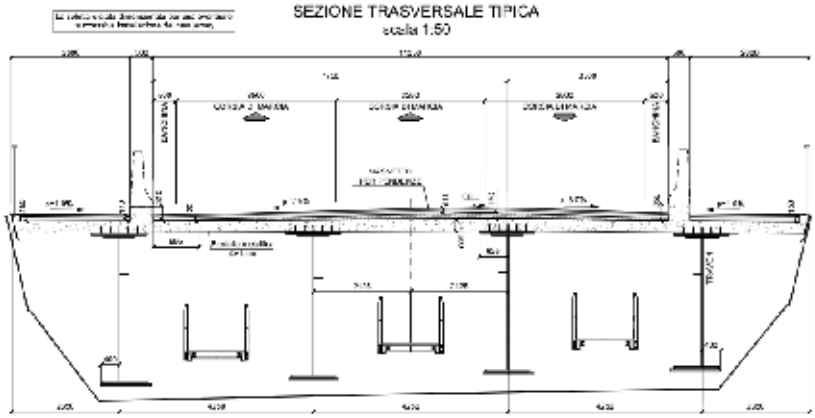


Fig. 4. Sezione tipologica

L'impalcato, avente larghezza complessiva B = 17,45 m, è sostenuto da un graticcio strutturale costituito da quattro travi longitudinali ad altezza variabile. L'altezza delle travi varia da un minimo di 1,60 m in corrispondenza del collegamento con la mensola di Spalla 1 (lato nord) a un massimo di 4,60 m in corrispondenza delle pile, cui si aggiunge lo spessore della soletta collaborante.
La ridotta altezza strutturale richiesta in corrispondenza della Spalla 1, unita alla notevole luce della campata principale sull'Arno, caratterizzata dalla presenza di un'unica pila in alveo, ha portato all'adozione di una mensola metallica a sbalzo lunga 12 m, realizzata come prolungamento della spalla verso il fiume. Il collegamento tra l'impalcato principale e la mensola è realizzato mediante una sella Gerber, che consente di annullare il momento flettente nella sezione caratterizzata dalla minore altezza strutturale. La mensola di Spalla 1 è costituita da una lastra ortotropa.

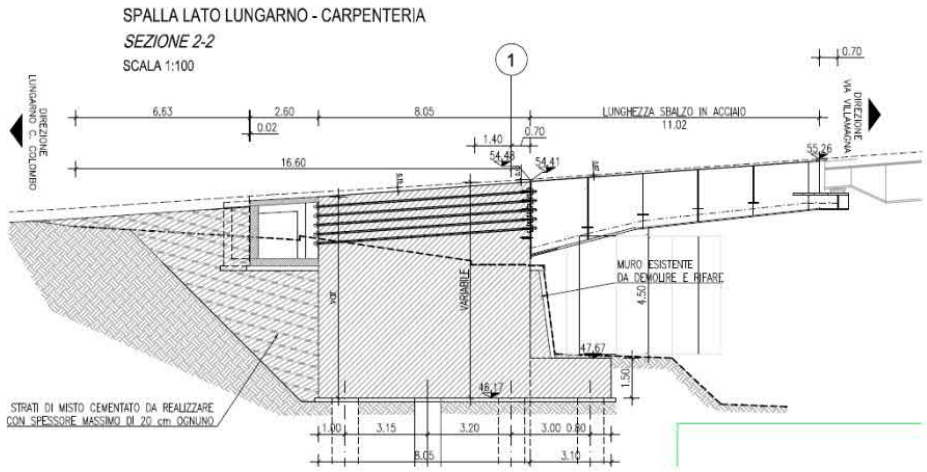


Fig. 5. Struttura a mensola di Spalla 1

Le travi longitudinali sono collegate trasversalmente mediante diaframmi a parete piena nelle zone in cui l'altezza delle travi assume i valori minimi, mentre nelle sezioni caratterizzate da maggiore altezza sono presenti telai controventati.
La collaborazione tra acciaio e calcestruzzo è garantita da una soletta di spessore pari a 26 cm, collegata alle travi mediante connettori a taglio. La soletta è realizzata mediante getto su lastre predalles metalliche di spessore 6 mm saldate alle piattabande superiori delle travi principali.
In prossimità di Spalla 1, a causa dell'allargamento del tracciato stradale, sono presenti due ulteriori travi metalliche che terminano l'una direttamente in Spalla e l'altra in falso sul diaframma di spalla.

2.2 Schema di vincolo – Sistema di isolamento

Lo schema di vincolo dell'impalcato prevede l'impiego di dispositivi di isolamento sismico a pendolo attivo in corrispondenza della Spalla 2 (lato sud) e della pila in alveo. In tali sezioni sono installati quattro dispositivi per ciascun allineamento di appoggio.
In corrispondenza della Spalla 1 il sistema risulta analogo, ma il numero di dispositivi è pari a cinque, in ragione della presenza della trave aggiuntiva necessaria all'allargamento della carreggiata.
Tra la seconda e la terza trave longitudinale sono inoltre disposte chiavi di taglio in corrispondenza dei diaframmi di spalla e di pila, aventi la funzione di trasferire le azioni trasversali e garantire il corretto comportamento dell'impalcato nei confronti delle sollecitazioni orizzontali.

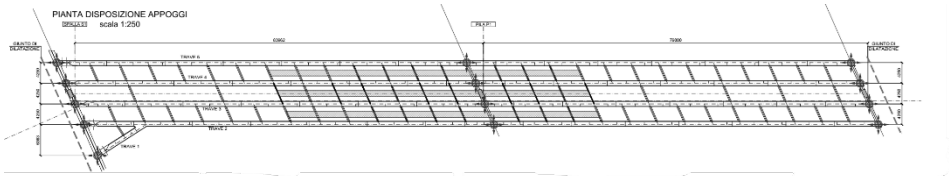


Fig. 6. Dispositivi di appoggio e giunti di dilatazione

3 FASI DI COSTRUZIONE

La realizzazione dell'impalcato metallico è stata articolata in tre principali fasi costruttive.
La prima fase ha riguardato l'assemblaggio e il successivo varo della porzione di impalcato compresa tra la Spalla 2 e la zona di collegamento con la mensola di Spalla 1. La lunghezza complessiva di tale porzione è pari a 141,5 m.
La seconda fase è consistita nella realizzazione della mensola metallica a sbalzo di Spalla 1, costituita da una struttura in lastra ortotropa.
La fase finale ha previsto la chiusura dell'impalcato mediante il montaggio degli ultimi conci di trave di collegamento tra la porzione varata e la mensola di Spalla 1, utilizzando un'autogrù posizionata direttamente sulla struttura a sbalzo.
Terminata la realizzazione della struttura metallica il ponte è stato calato sugli appoggi definitivi, gettata la soletta in calcestruzzo e stesa la pavimentazione stradale.

3.1 Assemblaggio e varo della porzione dell'impalcato tra Spalla 2 e Spalla 1

L'assemblaggio della porzione di impalcato compresa tra la Spalla 2 e la mensola di Spalla 1 è stato eseguito in un'apposita area di cantiere adiacente alla spalla, mediante il sollevamento dei singoli conci di trave con autogrù e il loro posizionamento su torri provvisorie.

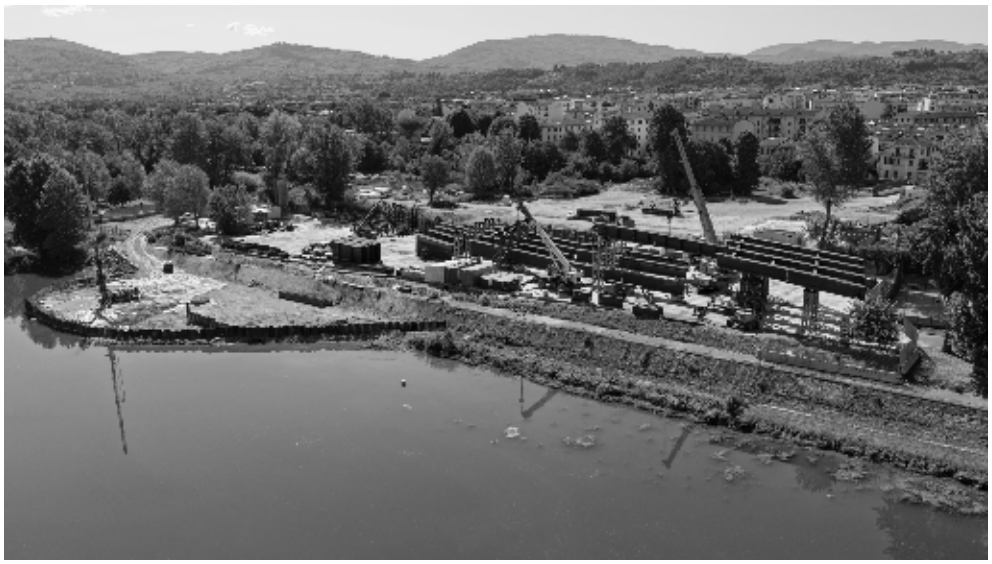


Fig. 7. Montaggio dei conci di trave principale su torri provvisorie

Per agevolarne il trasporto e la movimentazione, i conci metallici sono stati progettati con una lunghezza massima pari a 12 m. Le travi venivano appoggiate sui *"testapila"* regolabili delle torri provvisorie e collegate ai conci precedentemente installati mediante apposite *"clamps"* di montaggio. Le operazioni di saldatura dei giunti venivano eseguite progressivamente, contestualmente all'installazione dei conci successivi.



Fig. 8. Torri provvisorie per il montaggio dell'impalcato



Fig. 9. Fine del montaggio delle lastre predalles metalliche

Le opere provvisionali impiegate durante l'assemblaggio, quali torri di sostegno e dispositivi di collegamento temporaneo, sono state progettate mediante simulazioni numeriche condotte con modelli FEM a fasi costruttive, al fine di verificare il comportamento strutturale durante tutte le operazioni di montaggio.
Una volta completate le saldature e installate le lastre predalles metalliche, la struttura risultava pronta per il trasferimento nella posizione definitiva. Dopo aver preso in carico l'impalcato, si è

proceduto alla rimozione delle torri provvisorie e alla predisposizione dell'area destinata alle operazioni di varo.
La movimentazione è stata eseguita mediante due gruppi di carrelli semoventi modulari (SPMT). Il peso complessivo della carpenteria metallica movimentata era pari a circa 1.600 t.
Il primo gruppo di carrelli è stato posizionato in corrispondenza della coda dell'impalcato, lasciando libero il diaframma di Spalla 2 per consentire il successivo appoggio temporaneo in spalla. Il secondo gruppo è stato collocato a circa 52 m dal primo, in modo da mantenere libero il diaframma in corrispondenza della pila e consentire il successivo calaggio sugli appoggi provvisori.
Lo schema statico caratteristico delle fasi di movimentazione era assimilabile a quello di una trave semplicemente appoggiata, con uno sbalzo verso l'alveo dimensionato sulla base delle verifiche di equilibrio globale dell'impalcato.
La posizione del baricentro della struttura, particolarmente prossima al carrello anteriore, ha reso necessario l'impiego di una zavorra di circa 160 t installata sul gruppo posteriore, al fine di garantire adeguati margini di sicurezza durante tutte le operazioni di traslazione.

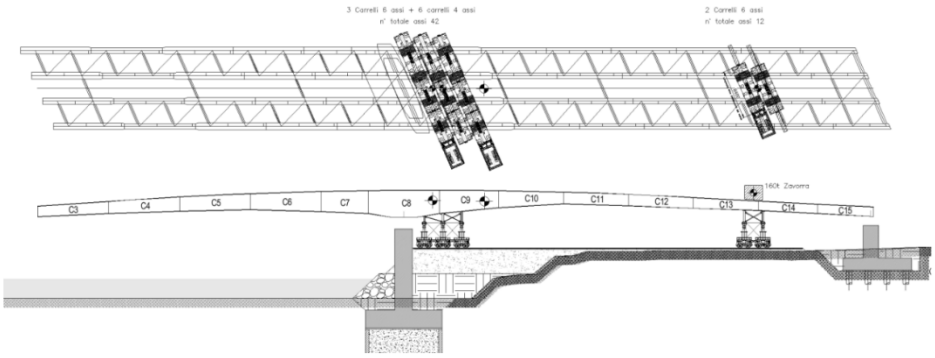


Fig. 10. Posizione carrelli SPMT per il varo

Le membrature dell'impalcato sono state verificate per le azioni derivanti dalle operazioni di varo mediante specifiche analisi agli elementi finiti.
Il varo è stato eseguito mediante una manovra combinata di rotazione e traslazione dell'impalcato, finalizzata al posizionamento del carrello anteriore in prossimità della Pila 1. Una volta raggiunto l'allineamento previsto in progetto, la struttura è stata calata su appoggi provvisori predisposti in corrispondenza della Spalla 2 e della Pila 1.
Le quote di montaggio sulle torri e quelle di appoggio sui carrelli sono state accuratamente definite per evitare interferenze con le opere esistenti e per eliminare la necessità di ulteriori operazioni di sollevamento durante la movimentazione.
I carrelli sono stati equipaggiati con specifiche attrezzature che hanno consentito di prendere in carico il ponte e, una volta terminata la manovra di posizionamento definitivo, calarlo sugli appoggi provvisori, sfruttando unicamente il loro sistema idraulico.
Al termine del varo l'impalcato risultava sostenuto dalla Spalla 2 e dalla Pila 1, con uno sbalzo libero verso il fiume pari a circa 68,5 m. Gli appoggi provvisori sono stati collocati in corrispondenza dei diaframmi trasversali, lasciando completamente liberi gli spazi destinati agli appoggi definitivi già installati.
Particolare attenzione è stata dedicata alla definizione delle quote di appoggio. Mediante analisi FEM sono state determinate le regolazioni necessarie da applicare agli appoggi provvisori per compensare le deformazioni dello sbalzo sull'Arno e garantire il corretto allineamento dei conci di chiusura con la mensola di Spalla 1.

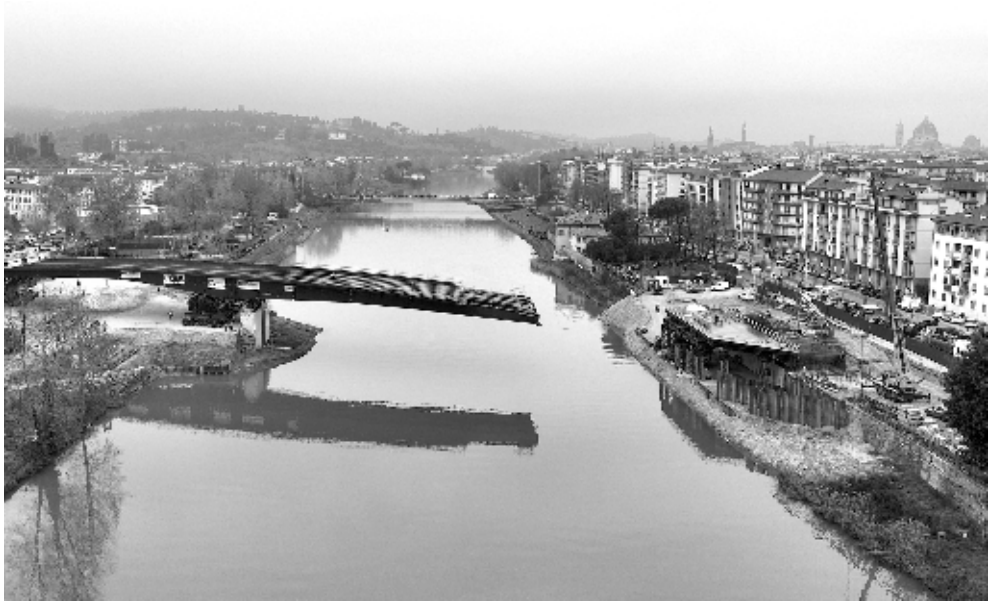


Fig. 11. Fasi varo finali – vista laterale



Fig. 12.Fasi di varo finali – vista dall'alto

3.2 Montaggio dello sbalzo di Spalla 1

La realizzazione della mensola di Spalla 1 è avvenuta in parallelo alle operazioni di assemblaggio e varo dell'impalcato principale.
La struttura è costituita da una lastra ortotropa assemblata mediante conci prefabbricati sollevati con autogrù e successivamente saldati in opera.
Durante le fasi di montaggio, ciascun concio veniva sostenuto da un lato dalla spalla e dall'altro da un sistema di torri provvisorie fondate su suole in calcestruzzo realizzati in prossimità della sponda del fiume.
La costruzione di tali fondazioni ha richiesto la realizzazione di opere provvisionali di contenimento idraulico mediante palancolati metallici, necessarie per consentire l'accesso temporaneo all'alveo e l'esecuzione delle attività in condizioni di sicurezza.
Anche in questo caso le attrezzature provvisionali e le sequenze di montaggio sono state verificate mediante modelli FEM a fasi costruttive.

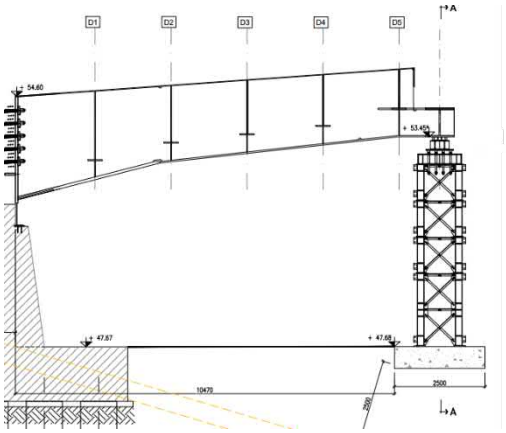


Fig. 13.Schema assemblaggio sbalzo Spalla 1



Fig. 14.Vista frontale di Spalla 1 durante le fasi di assemblaggio

Completate le operazioni di saldatura della lastra ortotropa, sono state installate e tesate le barre Dywidag di collegamento alla spalla. Successivamente è stato eseguito il getto della parte sommitale della struttura di sostegno.
Una volta raggiunta la resistenza prevista del calcestruzzo, le torri provvisorie sono state progressivamente scaricate e rimosse, consentendo il successivo smantellamento delle opere di contenimento temporanee.
I cinque dispositivi di isolamento previsti in corrispondenza della Spalla 1 sono stati quindi installati nella configurazione definitiva sulla sella di estremità della mensola.
Particolare attenzione è stata posta al controllo geometrico della struttura durante tutte le fasi di montaggio. Il rispetto delle quote progettuali della mensola costituiva infatti una condizione essenziale per garantire il corretto allineamento dei conci di chiusura dell'impalcato.

3.3 Chiusura dell'impalcato

L'ultima fase di montaggio ha riguardato la posa dei conci di collegamento tra la porzione di impalcato precedentemente varata e la mensola di Spalla 1.
Le cinque travi principali e l'ulteriore trave secondaria sono state sollevate singolarmente mediante un'autogrù installata sulla lastra ortotropa della mensola.
Il collegamento temporaneo con l'impalcato già varato è stato realizzato mediante clamps opportunamente dimensionate per garantire la continuità geometrica e strutturale durante le operazioni di montaggio.
L'allineamento delle superfici di giunzione è stato reso possibile dalla corretta regolazione delle quote di appoggio della struttura varata nelle fasi precedenti.
Dal lato della Spalla 1, le travi sono state temporaneamente appoggiate sulla sella Gerber mediante appoggi provvisori. Tale configurazione ha consentito l'installazione preventiva dei dispositivi di isolamento prima della posa definitiva dei conci metallici.
Una volta completato il posizionamento degli elementi e rimossa l'autogrù, sono state eseguite le saldature definitive dei giunti tra le travi principali.



Fig. 15.Montaggio conci di chiusura dell'impalcato – Vista dall'alto

3.3 Calaggio su appoggi provvisori

Completate le saldature e installate le ultime lastre predalles metalliche, si è conclusa la realizzazione della carpenteria metallica dell'impalcato.
La struttura è stata quindi trasferita sugli appoggi definitivi mediante operazioni di sollevamento e abbassamento controllato eseguite con martinetti idraulici aventi capacità nominale pari a 500 t.
I martinetti sono stati posizionati in corrispondenza delle costole di irrigidimento delle travi principali, garantendo una corretta distribuzione delle azioni durante le operazioni di calaggio.

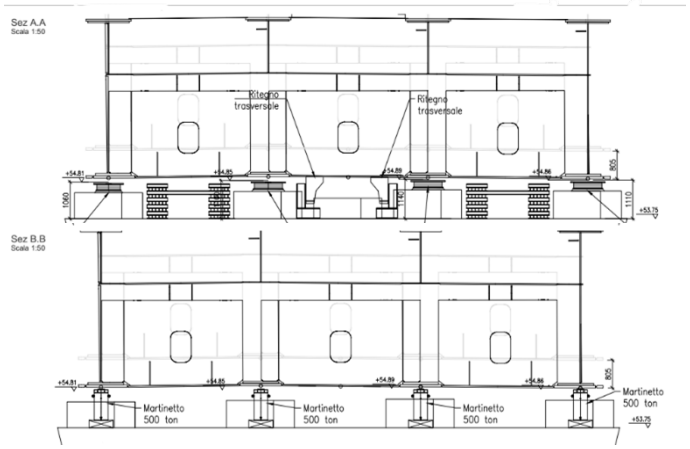


Fig. 16.Calaggio dell'impalcato – Posizionamento martinetti ed appoggi provvisori

3.4 Getto della soletta e posa della pavimentazione stradale

A completamento delle attività strutturali è stato eseguito il getto della soletta in calcestruzzo collaborante. Successivamente sono state realizzate le stratigrafie di impermeabilizzazione e la pavimentazione stradale definitiva, completando l'opera e rendendola pronta per l'entrata in esercizio.



Fig. 17. Nuovo Ponte sul Fiume Arno

4 CONCLUSIONI

Il nuovo ponte sul fiume Arno rappresenta un'opera strategica per il potenziamento del sistema della mobilità urbana della città di Firenze, consentendo la riorganizzazione della viabilità necessaria all'estensione della rete tranviaria verso Bagno a Ripoli.

Dal punto di vista strutturale, l'opera si caratterizza per un impalcato misto acciaio–calcestruzzo di lunghezza complessiva pari a 176 m, sviluppato su due campate continue e dotato di una mensola metallica a sbalzo di 12 m in corrispondenza della Spalla 1. Tale configurazione ha consentito di soddisfare i vincoli geometrici e funzionali imposti dal contesto urbano e idraulico, limitando al contempo l'impatto delle opere in alveo.

Particolare rilevanza ha assunto la definizione delle fasi costruttive e delle relative opere provvisionali. La scelta di assemblare a terra una porzione significativa dell'impalcato e di procedere successivamente al varo mediante carrelli semoventi modulari (SPMT) ha permesso di movimentare una carpenteria metallica del peso complessivo di circa 1.600 t, riducendo le interferenze con il contesto urbano e le attività fluviali, ottimizzando le attività di cantiere. Durante le operazioni di varo, la struttura ha raggiunto una configurazione particolarmente sfidante, caratterizzata da uno sbalzo libero sull'Arno di circa 68,5 m.

Le diverse fasi di montaggio, movimentazione e chiusura dell'impalcato sono state supportate da specifiche analisi numeriche agli elementi finiti condotte in configurazione evolutiva, che hanno consentito di verificare il comportamento della struttura e delle attrezzature temporanee durante tutte le fasi realizzative. Particolare attenzione è stata inoltre dedicata al controllo delle quote di montaggio e degli appoggi provvisori, aspetto fondamentale per garantire il corretto allineamento dei conci di chiusura e il rispetto della geometria finale dell'opera.

L'intervento costituisce un esempio significativo di integrazione tra progettazione strutturale, fasi costruttive, tecnologie avanzate di varo e di controllo geometrico. Questo dimostra quanto l’analisi di tutte le fasi transitorie assume un ruolo determinante nella realizzazione di ponti metallici di elevata complessità.

PAROLE CHIAVE

Bridge erection, steel bridge, SPMT.

L'ANALISI DI PONTI MISTI ESISTENTI SECONDO LE "VALUTAZIONI ACCURATE DI LIVELLO 4"

SAFETY ASSESSMENT OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE EXISTING BRIDGES

Marcello Mancone, Luciano Viscanti,
Lorenzo Faeti, Francesco Cavallini
Politecnica Ingegneria e Architettura

Valentina Antoniani, Stefano Isani
Matildi+Partners s.r.l.
s.isani@matildi.com

ABSTRACT

The publication of the Italian Guidelines for Existing Bridges ("*Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*" - Ministerial Decree No. 204 of 1st July 2022) has led to a more systematic approach in the assessment of existing bridges, ranging from the creation of a comprehensive database to accurate "Level 4" safety assessment of bridge structures classified with high or medium-high level of attention.
The authors were commissioned by ANAS to examine seven composite beam bridges constructed in the 1980s, featuring both open girder and box-girder cross-sections. Despite the different structural typologies, common critical issues were identified, related to both durability and design aspects. In addition to deterioration phenomena, even in those relatively young weathering steel structures, which highlighted the importance of a careful drainage system design, several recurring structural inadequacies were observed. These are mainly related to the design methods adopted at the time of construction, whose elastic approach favored thin stiffened steel plates and thin bolted cover plates. These aspects led to the adoption of a holistic assessment approach which, combining compliance with current standards with a careful understanding of the actual structural capacity of the structure itself, allowed the definition of limited and non-invasive structural interventions.

SOMMARIO

La pubblicazione delle "*Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*", DM 204 del 1° luglio 2022, ha introdotto un approccio più sistematico nella valutazione dello stato di sicurezza dei ponti esistenti, molti dei quali operanti su reti infrastrutturali fondamentali tanto per il traffico corrente quanto per quello eccezionale. L'esposizione di tali opere, oltre al loro stato di degrado e talvolta alla peculiarità dei

sistemi costruttivi, ha portato a definire per molte di esse una classe di attenzione alta o medio-alta e dunque ha imposto la necessità di procedere alle verifiche accurate di sicurezza di Livello 4, di cui al §6 del suddetto DM. Gli autori sono stati incaricati da ANAS - Struttura territoriale del Friuli-Venezia Giulia - di esaminare sette impalcati a travata in sistema misto acciaio – calcestruzzo, realizzati negli anni Ottanta, con sezione aperta in travi a doppio T e con sezione a cassone, tra i cui progettisti spiccano nomi mirabili come Silvano Zorzi e Sabatino Procaccia. Nonostante le diverse tipologie strutturali, le opere hanno evidenziato sintomatologie di degrado comuni spesso inattese e sottovalutate in elementi in acciaio autoprotetto relativamente giovani, nonché problematiche più strettamente connesse alla concezione strutturale dell'epoca di costruzione, plasmata dall'approccio elastico alle tensioni ammissibili. Adottando un metodo olistico nella verifica, volto alla attenta comprensione delle reali risorse della struttura, è stato possibile definire opportune strategie di intervento, evitando l'impiego non necessario di risorse aggiuntive.

1 IL "PROBLEMA" DELL'ESISTENTE

Il crollo del viadotto sul Polcevera il 14 agosto 2018 ha scosso le coscienze sull'importanza di preservare il patrimonio infrastrutturale esistente. Patrimonio oltremodo ricco e vario, per storia, tipologia, schema e soluzione costruttiva. Si pensi, ad esempio che la sola rete ANAS conta circa 32 mila km di strade, con quasi 19 mila ponti e sovrappassi; è possibile, perciò, incontrare un ponte ogni 2 km di strada. Seppur con le dovute differenze, quello del Polcevera non è stato, purtroppo, un tragico caso isolato.

In un recente articolo ([1]), sono stati registrati 250 crolli, totali o parziali, avvenuti su ponti stradali, ferroviari e ciclo-pedonali in Italia solo dal 2000 al 2025. La quasi totalità di questi (86%) è avvenuta sui ponti stradali, per la maggior parte (80%) per cause di natura idraulica, come erosione, *scour* ed eventi di piena. Ci sono poi casi, tragicamente noti, come il Viadotto di Annone sulla S.S.n 36 crollato il 28 ottobre 2016 per un transito eccezionale. Colpisce, tuttavia, che circa il 10% dei crolli è avvenuto per ragioni legate a difetti strutturali, di progettazione o di concezione dei dettagli costruttivi nonché di degrado progressivo delle opere nel tempo.

In questa premessa si iscrive, perciò, la pubblicazione delle "*Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*", DM 204 del 1° luglio 2022, di seguito indicate come LLGG. La duplice esigenza di monitorare e preservare l'esteso patrimonio esistente, ma al contempo di stabilire un ordine di priorità per eventuali interventi di manutenzione, ha portato alla definizione nelle LLGG dell'ormai noto approccio multilivello, nel quale al censimento delle opere (Livello 0) seguono le ispezioni delle stesse (Livello 1) e, sulla base dei dati raccolti, la definizione di una *Classe di Attenzione* (Livello 2). L'attribuzione della Classe di Attenzione, su una scala di cinque gradi con gravità crescente dalla BASSA alla ALTA, rappresenta, dunque, il punto di partenza fondamentale per la definizione dell'ordine di priorità di intervento di cui sopra. Oltre alle opere caratterizzate da "fragilità intrinseca", come è il caso del Viadotto di Annone prima menzionato, tutte le opere cui è stata attribuita una Classe di Attenzione (CdA) ALTA necessitano di valutazioni di sicurezza accurate (Livello 4). È il caso delle opere analizzate nel presente articolo.

La sola rete stradale ANAS presentava, al termine del 2023, circa un quarto delle opere in CdA ALTA e più della metà del totale delle opere distribuite tra CdA ALTA e MEDIO-ALTA, da cui si comprende l'ingente sforzo di procedere alle valutazioni di tali opere e alla pianificazione di interventi di estensione e urgenza varie.

All'attribuzione della Classe di Attenzione concorrono, come noto, diversi parametri, non solo legati allo stato di difettosità e degrado dell'opera (Vulnerabilità) ma anche connessi all'importanza della rete stradale servita o scavalcata dall'opera (Esposizione) e all'entità dei carichi che la interessano (Pericolosità). Le stesse LLGG (§1.5) evidenziano la necessità di porre su un piano prioritario le opere interessate da un elevato volume di traffico (TGM), in particolare se presenti carichi

eccezionali. Inoltre, la Vulnerabilità di un'opera non è solo connessa al livello di difettosità e degrado in cui versa, ma anche al suo schema statico e all'epoca e alla norma di progettazione. Si comprende come un ponte progettato meno di 50 anni fa con manifesto stato di degrado denunci una rapidità di evoluzione del deterioramento maggiore e, dunque, più preoccupante di un ponte antecedente nelle medesime condizioni. Facendo nuovamente riferimento alla rete ANAS, poco più del 10% delle opere sono antecedenti al 1960, mentre la maggior parte delle opere (più del 70%) è stata realizzata tra il 1961 e il 2000.
In questo ambito si collocano le opere analizzate di seguito.

2 I CASI DI STUDIO

Nell'ambito delle valutazioni accurate di Livello 4, sono state studiate sette opere gestite da ANAS - Struttura Territoriale del Friuli-Venezia Giulia ed elencate in Tabella 1.

Tabella 1. Opere analizzate - Localizzazione

Nome opera	Strada	Comune
Ponte sul Natisone	S.S. 54 dir (km 0+802)	Cividale del Friuli (UD)
Ponte 5	S.S. 202 (km 4+375)	Trieste (TS)
Ponte 3	RA 13 (km 2+551)	Duino Aurisina (TS)
Ponte 17	RA 13 (km 13+705)	Trieste (TS)
Ponte 19	RA 13 (km 14+004)	Trieste (TS)
Ponte 23	RA 13 (km 16+162)	Trieste (TS)
Ponte 24	RA 13 (km 16+672)	Trieste (TS)

Come mostrato in tabella, se si eccettua il Ponte sul Natisone, le altre opere analizzate si collocano sul Raccordo Autostradale Sistiana-Opicina-Padriciano (RA13) che costituisce la spina dorsale dalla *Grande Viabilità Triestina*, con un traffico giornaliero medio (TGM) che supera i 20000 veicoli/giorno, da cui si comprende l'Esposizione ALTA nell'attribuzione della Classe di Attenzione delle opere. Discorso analogo vale anche per l'opera identificata come Ponte 5, posta sulla S.S. n 202, nel tratto più prossimo a Trieste della sopraelevata che dal porto di Trieste si connette proprio al RA13 nei pressi di Cattinara. Qui il traffico è pertanto anche più intenso, in quanto raccoglie anche i flussi pendolari diretti a Trieste, alla zona industriale e verso il valico di Rabuiese. La percentuale di veicoli pesanti su questa tratta e sull'intero RA13 è importante (attorno al 15-20% del totale) e frequenti sono anche i passaggi di mezzi eccezionali per carico o per sagoma.
La realizzazione del Ponte 5 risale alla fine degli anni '80 nell'ambito dei lavori di ammodernamento del collegamento tra l'A4 e Trieste, con la costruzione della sopraelevata inaugurata nel 1988. Allo stesso periodo risalgono le altre opere sul RA13 (si veda Tabella 2). Il Ponte sul Natisone è stato completato poco prima, su progetto di Silvano Zorzi del 1983.
Tutte le opere analizzate sono in sistema misto acciaio-calcestruzzo in cui l'impalcato metallico è realizzato in acciaio autoprotetto, dato, questo, interessante in termini storici poiché proprio la fine degli anni '80 è segnata in Italia da un grosso incremento dell'impiego di questo acciaio nelle infrastrutture, impiego che aveva già visto gli esempi mirabili del Viadotto Serra sulla A2 nei pressi di Lagonegro e del Ponte Cadore sulla S.S. n 51, inaugurato nel 1985.

Tabella 2. Opere analizzate – Epoca di progettazione e tipologia

Nome opera	Epoca di progettazione	Tipologia	L_{max} (m)
Ponte sul Natisone	1983	Coppia di cassoni in acciaio con soletta in c.a. collaborante - 3 campate continue (Ltot = 88.3 m)	67.2
Ponte 5	1987	3 cassoni in acciaio con soletta in c.a. collaborante - 2 campate continue (Ltot = 135.8 m)	69.8
Ponte 3	1990	Graticcio 4 travi in acciaio con soletta in c.a. collaborante - campata singola in semplice appoggio (Ltot = 65 m)	65
Ponte 17	1986	Campata centrale a graticcio 4 travi in acciaio con soletta in c.a. collaborante + 2 campate laterali a travetti in c.a.p. pretesi (Ltot = 72.1 m)	36
Ponte 19	1986	Graticcio 4 travi in acciaio con soletta in c.a. collaborante - campata singola in semplice appoggio (Ltot = 36.1 m)	36
Ponte 23	1987	Cassone in acciaio con soletta in c.a. collaborante - 2 campate continue (Ltot = 120 m)	60
Ponte 24	1987	Cassone in acciaio con soletta in c.a. collaborante - 5 campate continue (Ltot = 345 m)	75

Come si evince dalla Tabella 2, tra le opere analizzate è possibile individuare tre diverse tipologie strutturali. La prima è quella dei graticci a 4 travi a doppio T, con diaframmi reticolari; questa tipologia si riscontra sia nella campata centrale del Ponte 17, sia nel suo gemello Ponte 19, sia nel Ponte 3 che scavalca la Dolina del Pettirosso con una campata unica di 65 m di luce (Fig.1).

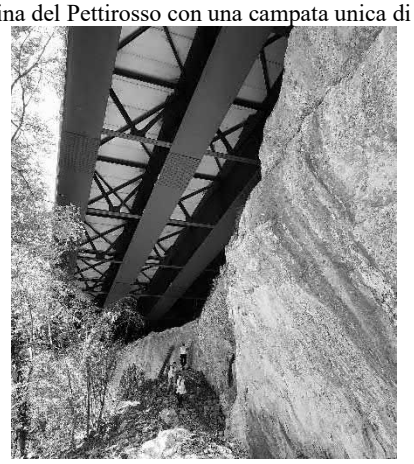


Fig. 1. Ponte 3 sul RA13 – Vista di intradosso

I ponti 23 e 24 e il ponte 5 sulla S.S. n 202 sono, invece, costituiti da cassoni chiusi irrigiditi, solidali alla soprastante soletta in calcestruzzo. Per i ponti 23 e 24 la singola via di corsa, a doppia corsia, è sostenuta da un unico cassone di altezza costante pari a 3.70 m (Fig. 2).

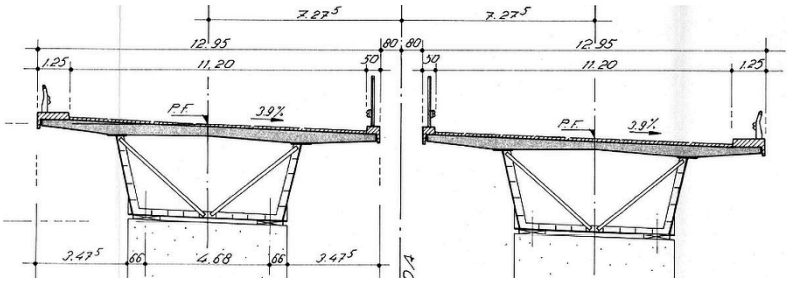


Fig. 2. Ponti 23 e 24 sul RA13 - Sezione trasversale tipo



Fig. 3. Ponte 5 sulla S.S. n 202 – Vista di intradosso

Il ponte 5, che invece presenta un tracciato stradale curvo e di larghezza variabile da 24.8 m a 36.7 m procedendo verso Trieste, è costituito da tre cassoni affiancati che vanno a divaricarsi con l'allargarsi della strada soprastante (Fig. 3).
Il Ponte sul Natisone, realizzato a metà degli anni '80 dall'impresa CISA UDINE S.p.A. e dalle OFFICINE CIMOLAI S.p.A., su progetto di Silvano Zorzi, rappresenta invece un'opera del tutto particolare, non tanto per la tipologia costruttiva, quanto per lo schema statico. L'impalcato, infatti, è costituito da una coppia di travi a cassone chiuso, di sezione circa quadrata, con altezza di 2 m e larghezza di 2.20 m, poste a interasse di 6.50 m (Fig. 4). Esso si sviluppa in rettilineo con uno schema continuo a tre luci rispettivamente di 10.55 + 67.20 + 10.55 m. Lo squilibrio tra la luce centrale che scavalca la gola sul Natisone e le due luci laterali ha indotto il noto progettista ad adottare uno schema di appoggio inverso sulle spalle, con spinta sul dente superiore del muro paraghiaia (Fig. 5).

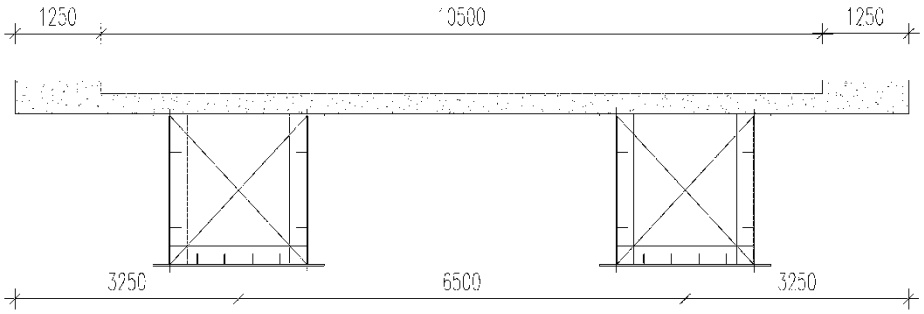


Fig. 4. Ponte sul Natisone - Sezione trasversale corrente

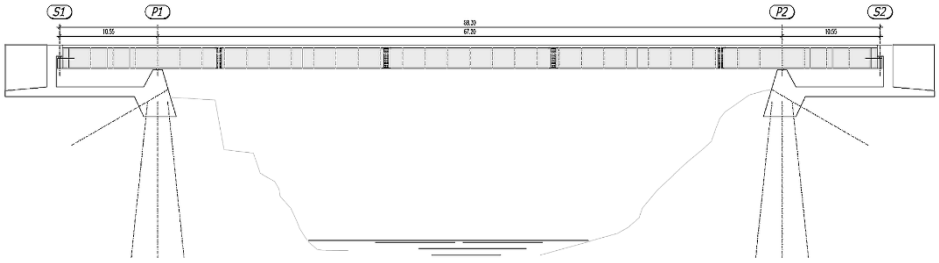


Fig. 5. Ponte sul Natisone - Sezione longitudinale

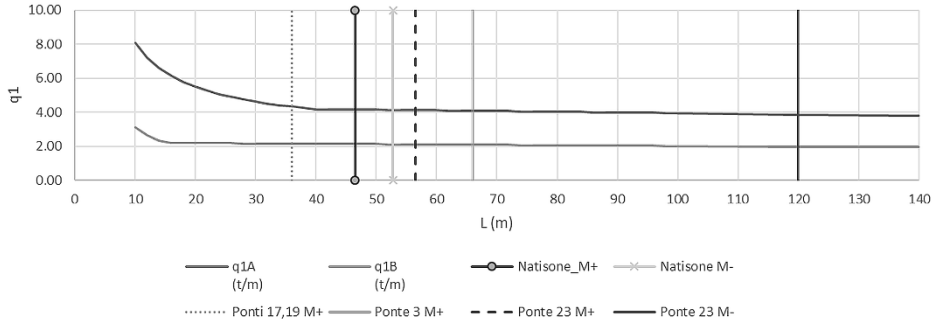
La pila e la spalla contigua confluiscono in un'unica sottostruttura in calcestruzzo armato, che avvolge interamente la campata di riva.

3 COSA È CAMBIATO DA ALLORA

L'esame delle opere descritte ha permesso di raccogliere qualche considerazione estendibile alla maggior parte delle opere contemporanee di tipologia simile.

3.1 I carichi di progetto

In primo luogo, i carichi mobili di progetto per le opere analizzate sono quelli riconducibili al D.M. del 02.08.1980. Com'è noto, questa è la prima normativa a introdurre il concetto di corsia convenzionale di carico, assunta con larghezza di 3.50 m, e ad abbandonare gli schemi di carico basati su carichi reali, sostituendoli con carichi ideali equivalenti a quelli reali in termini di effetto. Più nello specifico, la norma definisce dei carichi distribuiti q_{1A} e q_{1B} da disporre sulle corsie convenzionali in modo da indurre il massimo effetto nell'elemento in esame.
L'entità dei carichi q_{1A} e q_{1B}, come il coefficiente di amplificazione dinamica ϕ, dipende dalla lunghezza L delle stese di carico da considerare di volta in volta per massimizzare l'effetto desiderato:



Per ottenere il momento massimo nella mezzeria del Ponte 3, ad esempio, è necessario caricare l'intera campata L=65 m, con un carico distribuito totale su carreggiata stradale pari a $q_{1,tot}$ = 7.66 t/m, laddove i soli carichi distribuiti secondo NTC2018 ammonterebbero a meno di 5 t/m.
Il D.M. del 02.08.1980 prevedeva già un doppio approccio di verifica, con il metodo delle tensioni ammissibili e con il metodo agli stati limite. In quest'ultimo caso, i coefficienti parziali per i carichi permanenti e per i carichi mobili erano assunti rispettivamente pari a 1.35 e 1.50. Ciononostante, per le verifiche degli elementi in carpenteria metallica l'approccio alle tensioni ammissibili, con coefficienti parziali unitari delle azioni, era pressoché ubiquo all'epoca.
Confrontando le sollecitazioni massime indotte nelle opere analizzate dai soli carichi mobili definiti secondo le NTC2018 con le omologhe sollecitazioni indotte dai soli carichi mobili definiti secondo D.M. del 02.08.1980, è stato possibile osservare che i carichi mobili da NTC2018 inducono:

- Incremento del momento flettente positivo M+ attorno al 20%;
- Incremento del taglio V, nelle campate in semplice appoggio, variabile dal 16% riscontrato nel Ponte 3 al 36% riscontrato nei Ponti 17 e 19;
- Incremento del momento torcente massimo Mt fino al 40% sul Ponte 23;
- Sostanziale parità del taglio V e del momento negativo M- sulle campate lunghe dei ponti continui.

Il confronto è leggibile alla luce della diversa natura dei carichi mobili secondo NTC2018, laddove i carichi tandem, molto concentrati, producono effetti importanti in termini di momento positivo in campata, ma perdono progressivamente di rilevanza man mano che la stesa di carico dei carichi distribuiti aumenta, come accade nella determinazione del momento e del taglio in appoggio delle campate lunghe. L'incremento di momento torcente è invece dovuto alla minor larghezza della corsia convenzionale definita dalle NTC2018 (3.00 m, in luogo dei precedenti 3.50 m) e soprattutto al maggior divario di peso tra la prima corsia e le successive.
I valori degli incrementi sopra elencati si riducono se si considerano anche i diversi coefficienti parziali agli stati limite adottati dalle due norme, ma, come anticipato, l'approccio alle tensioni ammissibili era quello più largamente impiegato per la verifica degli elementi strutturali.

3.2 L'approccio alla progettazione e alle verifiche

Come noto, l'approccio alle tensioni ammissibili, formalizzato nelle istruzioni CNR 10011 e CNR 10030 di riferimento per l'epoca, prevedeva un confronto puntuale tra la tensione ideale massima, calcolata secondo Von Mises, e la tensione ammissibile del materiale, pari a 240 MPa (per la condizione di carico principale) per l'acciaio Fe510, impiegato nelle opere in esame e corrispondente al moderno S355. All'aumento delle sollecitazioni e dunque delle tensioni indotte dai carichi mobili da NTC2018 fa perciò da contraltare un limite meno stringente delle tensioni di lavoro delle sezioni, rispetto a quanto previsto all'epoca. Tuttavia, non è sulle tensioni di lavoro che si esaurisce il

confronto tra il metodo di calcolo dell'epoca e quello attuale ma il confronto si estende al comportamento delle sezioni e alla concezione strutturale degli elementi. L'approccio elastico, infatti, trascura completamente le risorse post-critiche delle lamiere, con la conseguente moltiplicazione degli irrigidimenti in anima, al fine di scongiurare l'imbozzamento dei pannelli d'anima prima ancora del raggiungimento del limite elastico. In quasi tutte le opere analizzate la verifica di stabilità dei pannelli d'anima è risultata più stringente della verifica a flessione. La presenza di un gran numero di irrigidimenti longitudinali in anima, infatti, ha penalizzato il comportamento locale dei sottopannelli rispetto al comportamento globale dell'anima irrigidita, risultando un comportamento "a colonna" con esiguo margine di risorse. A ciò si aggiunge il fatto che tutte le opere esaminate presentavano irrigidimenti longitudinali esigui (piatti 150x10 per il Ponte sul Natisone, e 150x12 per il Ponte 24), spesso considerati inefficaci se riguardati attraverso i criteri delle NTC2018 e della UNI EN 1993-1-5. In questi casi, è stato perciò necessario, in primo luogo, implementare verifiche con approccio alle tensioni efficaci, secondo §10 della UNI EN 1993-1-5, in quanto più simile alla filosofia delle CNR, considerando l'intero campo di tensione del pannello nella verifica di stabilità. Un'altra carenza riscontrata soprattutto nei cassoni chiusi ha riguardato i coprigiunti dei giunti bullonati di continuità tra un concio e il successivo. Se è vero che le CNR10011 disciplinavano le verifiche a rottura delle sezioni tese forate al §3.5, nulla veniva detto in modo esplicito sulla verifica dei coprigiunti. La verifica di cui al §4.2.4.1.2.1 delle NTC2018 penalizza la resistenza delle sezioni tese forate attraverso il coefficiente γ_{M2}=1.25; perciò, se da un lato la tensione resistente a rottura è superiore a quella di plasticizzazione, pur di poco più del 3%, dall'altro la sezione al netto dei fori può essere piuttosto ridotta rispetto a quella lorda. È il caso riscontrato soprattutto sui giunti di fondo dei cassoni chiusi, come i Ponti 23, 24 e 5, laddove la ridotta larghezza dei coprigiunti superiori, interrotti in corrispondenza degli irrigidimenti di fondo, non è risultata compensata da un incremento di spessore del coprigiunto stesso. Si cita, a titolo di esempio, il giunto di continuità tra i conci C1 e C2 del Ponte 5 sulla S.S. n 202, laddove a fronte di uno spessore di 30 mm della briglia inferiore collegata, lo spessore dei coprigiunti superiore e inferiore era di soli 12 mm (Fig. 6).

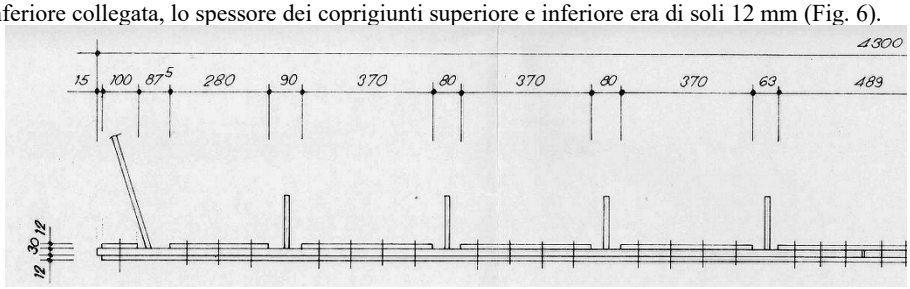


Fig. 6. Ponte 5 sulla S.S. n 202 – Giunto bullonato del fondo dei cassoni C1-C2 (rappresentazione su semi-sezione)

3.3 Il degrado negli anni

La breve disamina fin qui condotta ha mostrato come l'approccio elastico dell'epoca abbia condizionato la concezione delle strutture con moltiplicazione di irrigidimenti che hanno introdotto anche dettagli più critici per la durabilità. L'uso dell'acciaio autopatinabile, commercializzato in Italia a partire dalla fine degli anni '60 come IT-ACOR (versione italiana del brevetto statunitense del Cor-Ten), ha visto un incremento notevole nel campo delle infrastrutture proprio negli anni di realizzazione delle opere presentate, raggiungendo circa il 15% del totale dei ponti metallici nel 1989. La presenza della patina autoprotettiva che rendeva non necessaria la verniciatura anticorrosiva ha dato per anni l'illusione di eternità delle strutture realizzate in questo acciaio, abbassando la soglia di attenzione sulla manutenzione di queste opere. Tuttavia, già studi condotti a partire dal 1980

dall'*American Iron and Steel Institute* (AISI) avevano messo in luce l'ottimo comportamento dell'acciaio autopatinabile nelle strutture, salvo che in presenza di "micro-ambienti" che favoriscono l'accumulo di acqua e umidità, quali giunti di continuità, irrigidimenti soprattutto in corrispondenza degli appoggi, zone in prossimità degli elementi di scarico e raccolta delle acque. La condizione necessaria alla formazione di una patina protettiva stabile e ben aderente è, infatti, la presenza continua di cicli di asciutto-umido in atmosfere con basso contenuto di cloruri e non persistentemente umide o bagnate.



Fig. 7. Ponte sul Natisone – Corrosione indotta dall'ambiente umido delle campate di riva

Tale fenomeno si è invece riscontrato con evidenza nelle travi a cassone delle campate di riva del Ponte sul Natisone, laddove la presenza dell'ambiente umido creato dai muri esterni della pila-spalla, unita alla criticità intrinseca al cassone chiuso non ventilato, ha indotto corrosioni e sfogliamenti delle lamiere, con riduzione di spessore fino a 1 mm, più marcata nella trave esposta a nord (Fig. 7).
Corrosione localizzata molto grave all'interno dei cassoni di impalcato si è riscontrata anche nel Ponte 5, laddove la perdita d'acqua dal tubo collettore posto all'interno dei cassoni ha localmente mangiato le lamiere interne e perfino le teste dei bulloni (Fig. 8). Questi fenomeni non sono stati riscontrati solo sui cassoni chiusi, ma anche sugli impalcati a graticcio. Ne è un esempio la piattabanda inferiore della trave di valle del Ponte 17, laddove l'assenza di adeguato tubo di scarico delle acque di piattaforma ha causato una corrosione localizzata della piattabanda con riduzione di spessore localmente superiore al millimetro (Fig. 9).



Fig. 8. Ponte 5 sulla S.S. n 202 – Giunto bullonato danneggiato dalla corrosione indotta dalla perdita d'acqua in corrispondenza del collettore di raccolta danneggiato



Fig. 9. Ponte 17 sul RA13 – Corrosione localizzata in corrispondenza dello scarico delle acque

3 COSA FARE? ISPEZIONE, MANUTENZIONE E MONITORAGGIO

Le valutazioni di sicurezza svolte hanno permesso di individuare le criticità delle opere esaminate e definire, così, interventi di manutenzione in opportuno ordine di priorità.
Al momento della scrittura del presente articolo, gli interventi previsti non sono ancora stati realizzati. Essi mirano a eliminare le criticità connesse alla rapidità di evoluzione del degrado e a superare le criticità per il raggiungimento della adeguatezza statica, alla luce della normativa vigente, degli elementi strutturali.
Negli interventi del primo tipo, ovvero quelli relativi più nello specifico alla durabilità dell'opera, rientrano gli interventi che mirano a eliminare o mitigare le cause di ammaloramento degli elementi strutturali di impalcato e delle sottostrutture. In primo luogo, dunque, si prevede di ripristinare il corretto funzionamento del sistema di raccolta delle acque di piattaforma, pulendo gli scarichi esistenti e sostituendo i discendenti esistenti con nuovi discendenti opportunamente lunghi e

direzionati in modo da allontanare l'acqua dalle piattabande delle travi, zona preferenziale di accumulo. Particolare attenzione verrà posta in corrispondenza dei giunti di dilatazione, prima dei quali verranno inseriti nuovi scarichi dell'acqua, quando non presenti, e sostituiti interamente i giunti stessi laddove la tenuta risulta compromessa.
L'intervento sul sistema di raccolta acque è completato dal ripristino e il raccordo dell'impermeabilizzazione di soletta in particolare in corrispondenza degli scarichi stessi e dei cordoli bordo ponte.
A ulteriore presidio contro la corrosione, si prevede di proteggere con vernice anticorrosiva, atta a raggiungere una classe di durabilità *Very High* secondo UNI EN ISO 12944, tutti gli elementi in prossimità dei giunti di dilatazione o delle zone critiche per la formazione di un ambiente sfavorevole alla corretta formazione della patina protettiva dell'acciaio. Già le Linee Guida statunitensi ([2]) pubblicate nel 1989 suggerivano di pulire e verniciare periodicamente gli elementi in acciaio autoprotetto per una lunghezza almeno pari a una volta e mezzo l'altezza dell'impalcato. Per il Ponte sul Natisone, si prevede di estendere alle intere campate di riva, intercluse nei muri laterali di spalla, la verniciatura alle superfici interne ed esterne dei cassoni fino a comprendere tutto il concio in appoggio su pila. Si prevede inoltre di realizzare delle botole di aerazione dei cassoni stessi, protette da opportuna griglia metallica e poste sia sulla campata centrale sul fiume che alle estremità prossime alle spalle. L'intervento di verniciatura è differenziato per le superfici esterne e quelle interne delle strutture a cassone. Mentre sulle superfici esterne è possibile eseguire una preparazione preliminare tramite idrolavaggio che rimuova la parte pulverulenta e inefficace della patina esistente danneggiata, mantenendo invece lo strato, seppur sottile, idrorepellente e utile all'applicazione di nuovo primer, l'ambiente confinato del cassone impone per le superfici interne preparazioni tramite abrasivi quali il *Garnet* che evitino il problema di raccogliere le acque di lavaggio, mantenendo basso lo sviluppo di polveri.
Tutte queste lavorazioni possono essere svolte in presenza di traffico in normale esercizio, esigenza imprescindibile per le opere a servizio del RA13. Questa stessa esigenza ha informato gli interventi di rinforzo dei pannelli d'anima degli impalcati dei ponti 3, 5, 23, 24, la cui estensione è stata comunque ridotta grazie all'approfondimento delle verifiche condotto, come detto in precedenza, con approccio alle tensioni efficaci, secondo §10 della UNI EN 1993-1-5. A questo scopo, si prevede di inserire angolari bullonati all'anima a costituire ulteriore irrigidimento dei pannelli. La scelta della bullonatura, invece della saldatura, è sempre ascrivibile all'esigenza di mantenere il traffico in esercizio le cui vibrazioni avrebbero potuto inficiare la corretta esecuzione di nuove saldature. Una parzializzazione del traffico, seppur di breve durata, verrà prevista per i soli interventi in estradosso in corrispondenza dei cordoli di bordo.
Anche per la risoluzione delle criticità statiche dei giunti bullonati di continuità dei cassoni, riscontrate sui ponti 23, 24 e 5, sono state adottate soluzioni che preservino l'esercizio del traffico, realizzabili intervenendo quasi interamente all'interno dei cassoni stessi. Più nello specifico, per la risoluzione della carenza statica del giunto di intradosso, si prevede di intervenire sui giunti di continuità degli irrigidimenti del fondo, allungando i coprigiunti e inserendo 7+7 nuovi bulloni M24 Cl 10.9 per ciascun irrigidimento.
Per i soli giunti maggiormente ammalorati, nel Ponte 5 localizzati solo sul cassone centrale in corrispondenza delle perdite del collettore di raccolta acque interno, l'allungamento dei giunti degli irrigidimenti costituisce fase preliminare alla successiva sostituzione dell'intero giunto del fondo, procedendo per porzioni individuate dai coprigiunti interni discontinui a causa della presenza degli irrigidimenti. I coprigiunti esterni, invece continui su tutta la larghezza, verranno frazionati di conseguenza (Fig. 10).

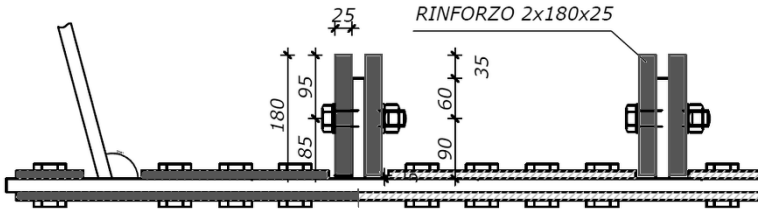


Fig. 10. Schema di sostituzione dei giunti bullonati ammalorati sul fondo dei cassoni

CONCLUSIONI

Le esperienze presentate si iscrivono in un più ampio quadro di necessità, quello di valutare lo stato di sicurezza delle opere infrastrutturali esistenti, per cui le *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti* hanno costituito un'importante formalizzazione. Il problema del controllo e della gestione dell'immenso patrimonio di opere in esercizio, per le quali spesso non è nota l'effettiva durabilità, è estremamente attuale e urgente e impone un approccio attento e misurato tanto agli Enti Gestori quanto ai progettisti. Se per i primi si è stabilita la necessità di procedere a ispezioni in modo sistematico e frequente, per i secondi è imprescindibile integrare le capacità di calcolo contemporanee con la conoscenza approfondita non solo dell'opera esistente ma anche dei criteri di calcolo che l'hanno informata. La conoscenza approfondita delle opere esaminate, partendo dalla concezione strutturale originaria fino all'osservazione del loro attuale stato di conservazione, ha costituito l'imprescindibile punto di partenza per la formulazione di un giudizio. Solo combinando le esigenze di sicurezza e funzionalità, con l'approccio del restauratore, rispettoso conoscitore dell'opera, è possibile individuare le criticità su cui concentrare gli interventi, discriminandole da quelle solo formali, in modo da raggiungere il risultato senza inutile spreco di risorse economiche.
Nell'articolo si è scelto di focalizzare i temi più strettamente connessi con la durabilità degli elementi in carpenteria metallica. Non sono state, perciò, affrontate le problematiche relative alla durabilità degli elementi in calcestruzzo armato né quelle connesse al comportamento sismico delle opere esaminate, che sono state invece ampiamente trattate nell'ambito delle valutazioni accurate condotte. È opinione degli autori che le valutazioni accurate su opere metalliche esistenti debbano dare maggiore spazio alle considerazioni sulla vita residua a fatica delle stesse, tema poco trattato all'interno delle *Linee Guida*. Resta l'auspicio che la collaborazione reciproca tra i progettisti possa portare allo sviluppo di approfondimenti specifici, in particolare sui temi propri degli impalcati da ponte metallici, dei quali in Italia presentiamo un patrimonio relativamente recente ma ormai esteso e importante che siamo chiamati sempre più spesso a preservare.

REFERENCES

[1] Civera, Marco; Borlenghi, Paolo; D'Angelo, Manuel; Giordano, Pier Francesco; Paolini, Christian (2025), "Dataset of Bridge Collapses in Italy Spanning more than 25 Years (2000–2025)", *Elsevier*, 2025
[2] Technical Advisory 5140.22 Uncoated Weathering Steel in Structures, 1989

KEYWORDS

Existing bridges, Weathering steel, Safety assessment of bridges, Prioritization, CTA2026.

LA NUOVA LINEA FERROVIARIA BICOCCA-CATENANUOVA

THE NEW BICOCCA-CATENANUOVA RAILWAY LINE

Simone Varni, Marcello Vaccarezza,
Paolo Maestrelli, Pierangelo Pistoletti
Seteco Ingegneria S.r.l. – via Fieschi 9, Genova
ufficiotecnico@setecoge.it

ABSTRACT

The doubling of the Bicocca–Catenanuova section, along the Palermo–Catania railway corridor and included in the TEN-T "Scandinavian–Mediterranean Corridor", is aimed at improving the performance and capacity of the line. The project involves the duplication of approximately 26 km alongside the existing track and the construction of about 12 km on a new alignment, ensuring uninterrupted railway operations and including the reconfiguration of the interfering road network with the elimination of level crossings.
Particular importance is given to the design of steel structures, including 16 viaducts belonging to different structural typologies, for a total of 34 spans. Among these, the most significant are the through-type steel truss viaducts VI11 "Simeto" and VI15 "Buttaceto", with spans of 60 m (multiple single-track spans) and 62.5 m (single-span double-track), respectively. The structures feature truss systems with welded built-up members, bracing systems, and direct rail fastening, and were erected by incremental launching using hydraulic jacking systems.
This paper addresses the different types of steel decks adopted, examining their design, construction, and performance aspects.

SOMMARIO

La realizzazione del raddoppio della tratta Bicocca–Catenanuova, lungo la direttrice ferroviaria Palermo–Catania e inserita nel corridoio TEN-T "Scandinavo–Mediterraneo", è finalizzata al miglioramento delle prestazioni e della capacità della linea. L'intervento prevede il raddoppio per circa 26 km in affiancamento all'esistente e la realizzazione di circa 12 km in variante, garantendo la continuità dell'esercizio ferroviario e includendo il riassetto della viabilità interferita con la soppressione dei passaggi a livello.
Particolare rilevanza assume la progettazione delle opere metalliche, tra cui 16 viadotti riconducibili a diverse tipologie strutturali, per un totale di 34 campate. Tra queste, risultano di maggiore interesse i viadotti reticolari a via inferiore VI11 "Simeto" e VI15 "Buttaceto", caratterizzati da luci

rispettivamente di 60 m (campate multiple a singolo binario) e 62,5 m (campata unica a doppio binario). Le strutture presentano schemi reticolari con elementi composti saldati, controventature e armamento ad attacco diretto, e sono state montate mediante varo di punta con sistemi di spinta idraulici.
La presente memoria tratta le diverse tipologie di impalcati metallici adottati, approfondendone gli aspetti progettuali, costruttivi e prestazionali.



1 INQUADRAMENTO DELL'INFRASTRUTTURA

Nell'ambito del potenziamento della rete infrastrutturale della regione Sicilia, il gruppo Ferrovie dello Stato ha previsto importanti investimenti per il collegamento Palermo-Catania-Messina, suddivisi su più Lotti e in parte finanziati con i fondi PNRR. L'obiettivo dell'intervento mira al miglioramento dell'accessibilità dei servizi ferroviari e l'adeguamento prestazionale dell'intero itinerario, sia velocizzando i collegamenti per i passeggeri, sia consentendo un più rapido sviluppo del traffico merci.
Il Lotto 6 Bicocca-Catenanuova, lungo 38 km e inaugurato a ottobre 2025, rappresenta la prima sezione ad essere stata completata del nuovo itinerario Palermo-Catania.
L'intervento raddoppia la linea storica eliminando tutti i passaggi a livello e portando la velocità massima dei treni da 100 a 200 km/h, in funzione del tipo di convogli, con una riduzione dei tempi di percorrenza da 25 a 17 minuti.
Nel suo complesso, l'opera ha richiesto 1.5 milioni di m^3 di movimenti terra, 17 viadotti, 8 cavalcaferrovia e oltre 110 opere strutturali, insieme a più di 100 apparati tecnologici.
I 17 viadotti realizzati presentano tipologie strutturali differenti:

- 2 in sezione mista acciaio-cls;
- 4 in acciaio a via inferiore;
- 1 in travi in c.a.p.;
- 10 a travi incorporate;
- 2 in acciaio con struttura reticolare.

Nella presente memoria verranno analizzati quelli in carpenteria metallica.

2 IMPALCATI IN SEZIONE MISTA ACCIAIO-CLS

I viadotti VI01 e VI02 presentano impalcati in sezione mista acciaio-calcestruzzo, con luci 40m in asse pila. L'armamento ferroviario presenta un doppio binario su ballast.

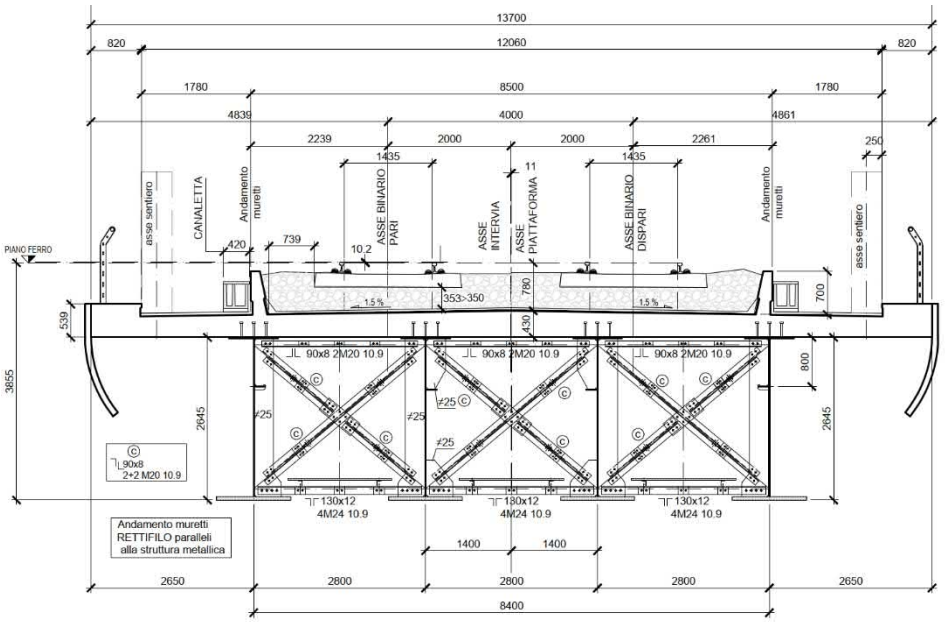


Fig. 1. Sezione tipica dei viadotti in sezione mista

Il viadotto VI02 è a singola campata mentre il viadotto VI01 è costituito da 10 campate consecutive, tutte in semplice appoggio. Entrambi i viadotti hanno caratteristiche comuni, con impalcati a doppio cassone torsio-rigido collegati da diaframmi intermedi costituito da:

- quattro allineamenti di travi in sezione mista acciaio – calcestruzzo poste ad interasse pari a 2.80 m. L'altezza delle travi è costante e pari a 2.645 m;
- traversi reticolari intermedi a "X" interposti ad una distanza costante di 3.16;
- traversi di pila/spalla a parete pieta, resi collaboranti con la soletta in calcestruzzo mediante pioli tipo Nelson;
- controventi superiori di montaggio a "X" ad aste solo tese;
- controventi inferiori a "X" ad aste sia tese che compresse.

La soletta in calcestruzzo ha una larghezza costante pari a 13.70 m ed uno spessore variabile fino ad un massimo di 43 cm nella mezzeria dell'impalcato. La soletta è realizzata con l'ausilio di predalles in calcestruzzo aventi uno spessore pari a 7 cm.
Il dimensionamento e la verifica delle strutture sono stati condotti utilizzando modelli di calcolo tridimensionali agli elementi finiti, utilizzando elementi "beam" per gli elementi principali (travi), secondari (traversi) e per simulare il contributo della soletta in c.a.



Fig. 2. Il viadotto VI01

3 IMPALCATI IN ACCIAIO A VIA INFERIORE

I viadotti VI12 e VI14, tra loro analoghi, presentano luci in asse appoggi pari a 27.3m. L'armamento ferroviario presenta un doppio binario ad attacco diretto, con longherine metalliche poste in asse alle rotaie.
La tipologia strutturale adottata è quella di ponte a via inferiore costituito da travi in acciaio a parete piena controventati inferiormente e collegati trasversalmente da elementi con sezione a doppio T. Longitudinalmente la travata ha una pendenza nulla ed è perfettamente rettilinea.
Le travi sono a parete piena con sezione a doppio T composto-saldato, sono aperte superiormente e con controvento inferiore. Sono costituite da membrature saldate in officina, assemblate mediante giunti saldati e conformi per tipologia ai tipi normalmente in uso presso RFI, riportati nel "Manuale di progettazione dei ponti – Prescrizioni tecniche per la progettazione dei ponti – tipologia strutturale dei ponti in uso presso RFI e relative prescrizioni".
Le saldature sono state realizzate secondo i dettami della Istruzione n. 44S "Specifica tecnica per la saldatura ad arco delle strutture destinate a ponti ferroviari".
Le travi principali, di portata teorica 27.3m hanno, le seguenti caratteristiche geometriche:

- altezza travi principali da 2.0m in appoggio a 3.6m in mezzeria
- travi principali composte da 10 campi da 2730mm;
- interasse tra le travi principali 9.3m;
- distanza tra il piano del ferro e il piano di appoggio pulvini: 1920 mm circa.

Il progetto strutturale dell'opera vede rispettate tutte le disposizioni contenute nell'istruzione tecnica RFI DTC SI PS MA IFS 001A "Manuale di progettazione delle opere civili Parte II – Sezione 2 ed. 2016." Il dimensionamento e la verifica delle strutture sono stati condotti utilizzando modelli di calcolo tridimensionali agli elementi finiti, utilizzando elementi "beam" per gli elementi principali (travi) e secondari (traversi e controventature).



Fig. 3. Il viadotto VI12

4 IMPALCATI A TRAVI INCORPORATE

I viadotti VI05, VI06, VI07, VI08, VI09, VI10, VI13, VI16, VI17 e VI18 sono tutti costituiti da un'unica campata e presentano impalcati a travi incorporate. Le luci sono variabili da un minimo di 10m a un massimo di 20 per il VI10, sempre misurati in asse appoggi. L'armamento ferroviario presenta sempre un doppio binario su ballast. La parte metallica dell'impalcato è costituita da:

- 19 travi HEB550 per gli impalcati di luce 10m;
- 19 travi HEB900 per gli impalcati di luce 17m;
- 23 travi HEB1000 per l'impalcato di luce 20m

In tutti i casi, i profili metallici sono inglobati in un getto in opera di c.a.

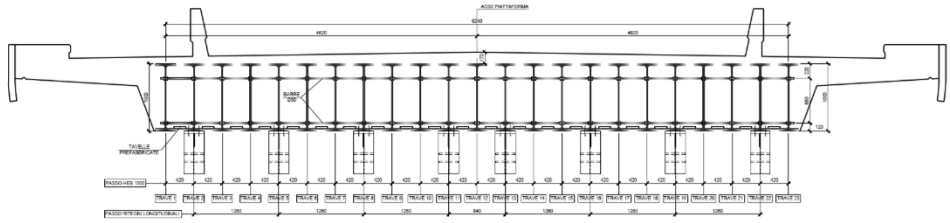


Fig. 4. Sezione trasversale del viadotto VI10

Il dimensionamento e la verifica delle strutture sono stati condotti considerando, come da Manuale, il calcestruzzo non collaborante. La sezione resistente è pertanto costituita dalle sole travi in acciaio che ricadono all'interno della zona di ripartizione del carico.

5 IMPALCATI IN ACCIAIO CON STRUTTURA RETICOLARE

Le opere staticamente più significative sono i viadotti VI11 "Simeto" e VI15 "Buttaceto", impalcati a travata reticolare che superano gli omonimi corsi d'acqua. Entrambi i viadotti hanno armamento ferroviario ad attacco diretto e luci di circa 60m, con travatura reticolare a maglia triangolare, chiusa superiormente. In entrambi i casi le briglie sono costituite con sezioni a Π mentre le aste di parete, diagonali e montanti, con profili a doppio T composto-saldato.

5.1 Il viadotto Simeto



Fig. 5. Il viadotto Simeto

Il Viadotto VI11 è costituito da 5 campate per ogni binario, semplicemente appoggiate in retto e con portata teorica pari a 60.84m, poggianti su 4 pile e su due spalle con altezza fusto pari a 2.80m per entrambe. Il viadotto scavalca il fiume Simeto.
Ogni campata è costituita da 12 scomparti lunghi 5.070m, con altezza baricentrica di 7.8 m, interasse delle pareti di 5.20m ed ampiezza della cassetta pari a 500mm.

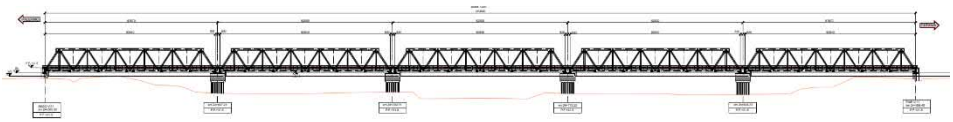


Fig. 6. Profilo longitudinale del viadotto VI11

L'impalcato è costituito da longherine previste con profili laminati tipo HE e da traversi in composizione saldata di altezza pari a 1000mm. La quota relativa al P.F.-sottotrave è pari a 1404 mm nella sezione in appoggio.
I controventi inferiori e superiori sono previsti sia ricavati da profili laminati che in composizione saldata. Tutte le giunzioni in opera fra i vari elementi strutturali sono previste con bulloni A.R. di classe 10.9 a taglio.
Gli apparecchi d'appoggio in acciaio, rispettano le tipologie in uso presso le Ferrovie.

5.2 Il viadotto Buttaceto

La travata è costituita da 14 scomparti lunghi 4,290 m, con altezza baricentrica di 9.6 m, interasse delle pareti di 9.50m ed ampiezza della cassetta pari a 800mm.
L'impalcato è costituito da longherine previste con profili laminati tipo HEAA, fuorchè nel primo campo dove sono previsti profili composti saldati, e da traversi in composizione saldata di altezza pari a 1600mm.La quota relativa al P.F.-sottotrave è pari a 2010mm. I controventi inferiori sono realizzati con profili a T composti saldati, mentre per quelli superiori si prevede l'utilizzo di angolari a lati uguali.
Tutte le giunzioni in opera fra i vari elementi strutturali sono previste con bulloni di classe 10.9 a taglio. Gli apparecchi d'appoggio in acciaio, rispettano le tipologie in uso presso le Ferrovie.



Fig. 7. Il viadotto Buttaceto

6 CENNI SUL MONTAGGIO DELLE STRUTTURE

Considerata l'orografia del sito e la ridotta altezza dal piano di campagna degli impalcati, le carpenterie metalliche sono state montate per sollevamento dal basso utilizzando auto-gru di grande portata, completando poi i getti in opera per gli impalcati che prevedevano porzioni in c.a. (viadotti VI01, VI02 e a travi incorporate).
I viadotti a travatura reticolare sono invece stati varati di punta da parte della società Maeg S.p.A., utilizzando un avambecco anch'esso a struttura reticolare. Nel caso della coppia di viadotti Simeto, le campate in semplice appoggio sono state tra loro temporaneamente collegate in maniera da poter eseguire il varo a spinta dell'intera struttura.



Fig. 8. Varo del viadotto Simeto

7 OPERAZIONI DI COLLAUDO E APERTURA DELLA LINEA

Le operazioni di collaudo dei viadotti sono state condotte eseguendo sia prove statiche, sia prove dinamiche. Per le prove di carico statiche erano disponibili n°2 locomotori tipo LC360 da 31ton, n°8 carri-pianale a 4 assi caricati con blocchi di cls e rotaie, per un peso totale di 92ton ciascuno e n°2 carri-tramoggia a 4 assi da 80ton. La configurazione del treno di collaudo è risultata variabile in funzione della luce degli impalcati. Le prove statiche sono state sia di tipo "completo", che prevedevano due cicli di carico e scarico completo delle travate con posizionamento dapprima dei convogli sul binario 1 e successivamente aggiunta rei convogli sul binario 2, sia di tipo "breve". Queste ultime, svolte sulle campate ove non erano previste prove complete, hanno previsto un unico ciclo di carico e scarico, con caricamento simultaneo dei binari 1 e 2.
Per i viadotti reticolari Simeto e Buttaceto, che presentano anche dei camminamenti esterni alla travatura reticolare, sono state previste apposite prove di carico per valutare la risposta statica sia delle strutture portanti, sia dei parapetti. Le prove dinamiche, infine, sono state condotte posizionando un opportuno numero di accelerometri sugli impalcati, al fine di misurarne frequenze proprie e modi naturali di vibrazione. Le misurazioni di spostamenti, rotazioni, frequenze, eseguite dalla ditta Akron S.r.l., hanno mostrato una risposta dei viadotti congruente con i risultati attesi dalle modellazioni agli elementi finiti, sia in campo statico, sia in campo dinamico. A valle dello

svolgimento delle prove di carico e del completamento della linea, il Lotto 6 della Palermo-Catania è stato attivato e aperto al traffico in data 29 ottobre 2025.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano il Consorzio S.Agata fs S.c.a.r.l., WEBUILD S.p.A., MAEG S.p.A., Techproject s.r.l., Lombardi Ingegneria s.r.l..

KEYWORDS

steel design, railway, steel structure, bridge, infrastructure

IL NUOVO PONTE DELLA SECULA

THE NEW SECULA BRIDGE

Simone Varni, Paolo Maestrelli, Rossella De Benedetti
Seteco Ingegneria S.r.l. – via Fieschi 9, Genova
ufficiotecnico@setecoge.it

Andrea Bozza, Antonio Cestarollo
Franchetti S.p.a. – Piazzale della Vittoria 7, Arzignano (VI)
info@franchetti.tech

ABSTRACT

The new Secula Bridge is located in the Province of Vicenza along Provincial Road S.P.20, which crosses the Bacchiglione River and connects the town of Longare with the settlement of Secula.
The surrounding area is characterized by a complex surface hydrographic network, in which the Bacchiglione River plays a key role and is subject to increasingly frequent and severe flood events. Consequently, it became necessary to replace the existing deck with a longer-span structure, allowing for the removal of the two piers within the bed and providing a clear span of approximately 50 m. The existing deck was in poor condition and required urgent intervention.
To meet these requirements, the adopted solution consists of a weathering steel (Corten) arch bridge. The bridge has a span of 48.00 m, a rise at the crown of approximately 10 m, and a distance between the tie girders of 13.50 m. On the upstream side, a cantilevered pedestrian and cycle walkway is provided, connected to the main structure and extending beyond abutment 2 with a composite steel–concrete deck.

SOMMARIO

Il nuovo ponte della Secula è ubicato in provincia di Vicenza lungo la strada provinciale S.P.20 che attraversa il fiume Bacchiglione e che collega il centro di Longare con l'abitato di Secula.
Il territorio circostante è caratterizzato dalla presenza di una complessa rete idrografica superficiale, tra cui emerge per importanza il fiume Bacchiglione che è soggetto a eventi di piena sempre più importanti e frequenti: si è reso quindi necessario intervenire sostituendo l'impalcato esistente, con uno di luce maggiore che ha permesso al contempo di eliminare le due pile in alveo, garantendo una luce libera pari a circa 50m. L'impalcato esistente versava in un cattivo stato di conservazione e avrebbe quindi necessitato di un intervento imminente.

Per soddisfare tutte le necessità, la scelta si è indirizzata sulla realizzazione di un ponte ad arco in acciaio autoprotetto tipo Cor-Ten. Il ponte ha una luce di 48.0m, un'altezza in chiave di circa 10m e un interasse tra le catene di 13.5m. Sul lato monte è prevista una passerella ciclo-pedonale con una struttura a sbalzo collegata al ponte principale, che prosegue oltre spalla 2 con un impalcato in sezione mista acciaio-calcestruzzo.



1 INQUADRAMENTO E STORIA DELL'OPERA

L'intervento riguarda la demolizione e la costruzione del ponte Secula, situato lungo la SP20 nel comune di Longare (VI). Esso rappresenta un'opera di sovrappasso sul fiume Bacchiglione al km 0.298 che collega il centro di Longare con l'abitato di Secula.



Fig. 1. Inquadramento dell'opera



Fig. 2. Planimetria generale di progetto su ortofoto

Il "Secula" è uno dei ponti situati nella zona Sud della provincia di Vicenza.
Il ponte è considerato da sempre un importante nodo di collegamento tra le varie frazioni di Longare e la località Secula, tanto che alcuni documenti storici ne testimoniano la sua presenza sin dal 1700. Tuttavia, a causa delle incertezze costruttive e della scarsa resistenza dei materiali utilizzati all'epoca, oltre al verificarsi di eventi di piena del fiume Bacchiglione sempre più importanti e frequenti, il ponte crollò agli inizi del 1900.
Al crollo seguì un periodo di sostanziale stasi, nel quale il comune di Longare ed i paesi situati sull'altra sponda del Bacchiglione rimasero divisi dal fiume fintantoché, agli inizi degli anni '50, venne costruito sulle rovine di pietra un nuovo ponte a campata unica (di tipo Bailey), con struttura in acciaio ed una pavimentazione in tavole di legno. La luce complessiva era di circa 40 m.
Da subito apparve evidente che la scelta dello schema statico e dei materiali non fu tra le più efficaci in termini strutturali. Con la diffusione dei veicoli a motore, il ponte appena costruito risultò inadatto a causa delle sue ristrette dimensioni trasversali: esso era stato infatti progettato per un traffico di tipo esclusivamente pedonale. Si rese quindi necessaria la sua demolizione.
Il Genio Civile di Vicenza affidò allora la progettazione del nuovo ponte e il progetto su approvato in data 1959: la soluzione scelta era di un ponte in calcestruzzo armato con impalcato continuo su tre campate, avente una sezione trasversale abbastanza larga e pertanto adatta al traffico veicolare. Tale struttura è durata fino ai giorni nostri ma le ispezioni effettuate ne evidenziarono un cattivo stato di conservazione. La causa principale del degrado era senza dubbio l'insufficiente impermeabilizzazione degli elementi strutturali e l'assenza di un vero e proprio sistema di regimentazione e allontanamento delle acque meteoriche.
I danni erano in generale estesi e presenti su tutti gli elementi.



Fig. 3. Immagini del ponte esistente

Il ponte si inserisce nel complesso sistema del bacino idrografico del fiume Bacchiglione. Tale zona è soggetta a frequenti eventi di piena del fiume tra cui si ricordano quelle del 1882 e del 1966 e quella più recente del 2020 di cui si riportano alcune immagini.
Per questi motivi è stato avviato uno studio di fattibilità e successivamente una gara di aggiudicazione per la demolizione del ponte esistente e la realizzazione di uno nuovo che presentasse tutte le caratteristiche necessarie per migliorare la situazione idraulica in quella zona e che al contempo fosse una struttura moderna adeguata alle normative vigenti e quindi atta a sopportare il sempre maggiore volume di traffico.
La Seteco Ingegneria S.r.l. in qualità di mandataria dell'RTI con lo Studio Franchetti S.p.a. si è occupata dell'intero progetto dell'opera a seguito dell'aggiudicazione della gara. In particolare la Seteco si è occupata di tutta la parte stradale, idraulica, geotecnica, strutturale, paesaggistica, di cantierizzazione e di collaudo finale, mentre lo Studio Franchetti della parte delle interferenze, della sicurezza in fase di progettazione e di esecuzione, e della direzione lavori.



Fig. 4. Foto scattate durante la piena dei giorni 5-6 dicembre 2020



Fig. 5. L'area di intervento durante la piena di dicembre 2020

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA E CONSIDERAZIONI DI PROGETTO

2.1 Il tracciato stradale

Il tracciato di progetto si sviluppa ricalcando planimetricamente l'asse della strada esistente per uno sviluppo complessivo di 250 m a cavallo del nuovo ponte sul fiume Bacchiglione. Tale lunghezza è necessaria per raccordare altimetricamente la modifica della livelletta stradale, eseguita per aumentare il franco idraulico della nuova opera in progetto rispetto al corso d'acqua sottostante.
Il tracciato stradale si sviluppa in rilevato e su opera d'arte, pertanto gli elementi caratterizzanti il corpo stradale sono quelli relativi a tali tipologie.
Le corsie stradali hanno larghezza costante pari a 3.25 m, mentre le banchine presentano larghezza massima pari a 1.00 m e si restringono a monte e a valle del nuovo ponte per raccordarsi con le banchine esistenti.
Il progetto comprende la realizzazione di una nuova pista ciclo-pedonale come proseguimento di quella già esistente presente a partire dalla rotatoria lato Longare e che attualmente si interrompe sull'argine in destra idraulica.
Lo sviluppo complessivo di questa nuova pista ciclo-pedonale è pari a circa 160 m. Tale pista, proseguendo dal tratto esistente proveniente dalla rotatoria lato Longare, si sviluppa, in un primo tratto fino alla sezione n. 6, in rilevato su sede separata rispetto a quella stradale. Superata tale sezione del tracciato, corre parallelamente al tracciato stradale, percorrendo prima una mensola collegata alla struttura principale del ponte per poi proseguire in sede artificiale grazie ad una passerella a sbalzo rispetto alla strada. Il tracciato di progetto della pista ciclo-pedonale termina in corrispondenza dell'attuale percorso ciclo-pedonale.

2.1 Le strutture del ponte ad arco

Il ponte, in acciaio tipo Cor-Ten con soletta collaborante in cemento armato, integrato visivamente nel territorio circostante, ha una luce di calcolo pari a 48.00 m e un interasse tra le due catene di 13.50 m. Esso è costituito dalla piattaforma stradale, situata al centro del ponte sostenuta dai traversi intermedi, e dalla pista ciclo-pedonale sostenuta dai remi esterni.

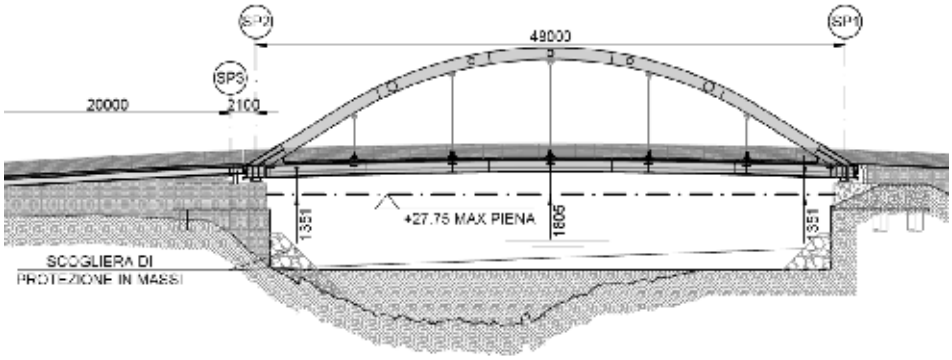


Fig. 6. Prospetto del ponte ad arco

Le due travi principali sono a doppio T in composto saldato di altezza 1m e sono sostenute da archi in acciaio inclinati rispetto all'orizzontale di 80° e con sezione tubolare pari a Φ965mm. Essi sono collegati superiormente da una controventatura costituita anch'essa da profili tubolari. Gli archi sono collegati alle travi principali tramite una serie di pendini posti ad interasse di 8.0 m e costituiti da barre Φ100 in S460.

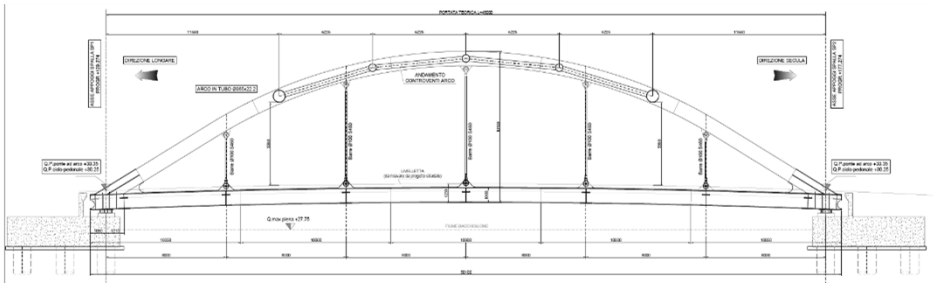


Fig. 7. Sezione longitudinale del ponte ad arco

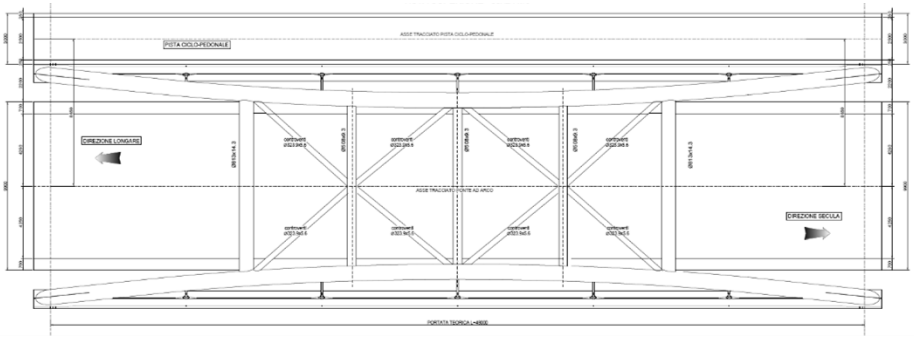


Fig. 8. Vista superiore del ponte ad arco



Fig. 9. Vista delle travi catena a doppio T e dell'innesto arco-trave catena



Fig. 10. Vista di un pendino e dell'arco a sezione circolare

La soletta della parte stradale ha una larghezza di 9.90m e uno spessore di 25cm, mentre la soletta della parte ciclo-pedonale ha una larghezza di 3.00m ed uno spessore di 19cm. Entrambe le solette sono gettate su predalles metalliche che sono sostenute da un sistema di travi di spina longitudinali e di traversi e remi trasversali in acciaio a doppio T in composto saldato.
I traversi intermedi hanno un'altezza variabile da circa 0.70 m in corrispondenza della catena a 0.90 m in mezzeria, in modo tale da realizzare una pendenza trasversale della sede stradale del 2.50 % per garantire il deflusso delle acque meteoriche a bordo strada. L'interasse delle travi di spina è pari a 3.70 m.
Gli apparecchi di appoggio, situati in testata, sono costituiti da 2+2 isolatori elastomerici.

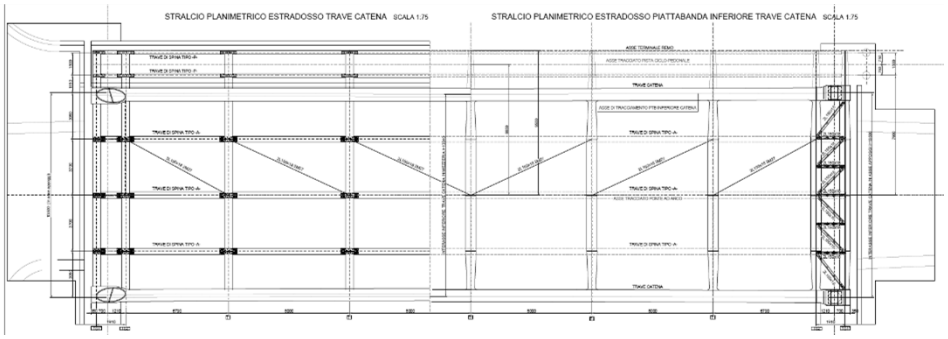


Fig. 11. Pianta inferiore ponte ad arco

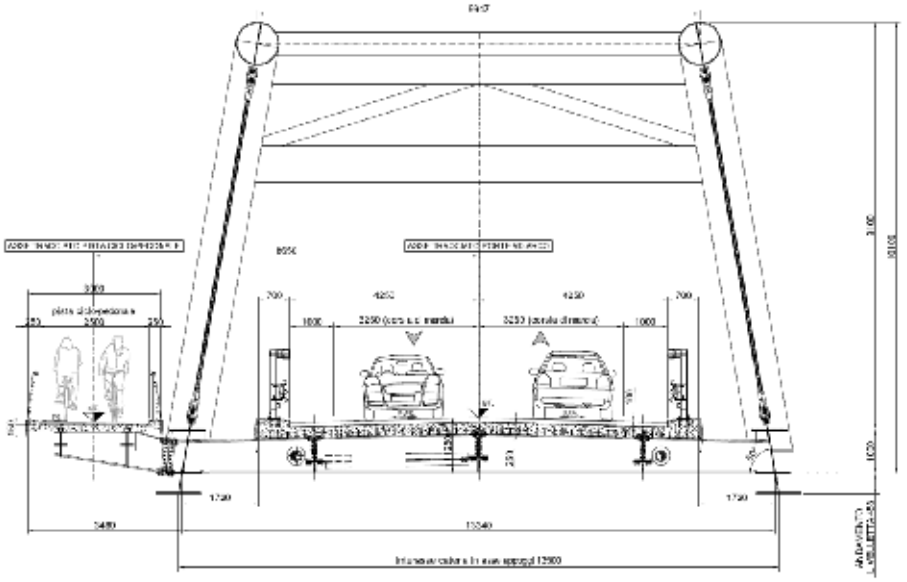


Fig. 12. Sezione trasversale tipica del ponte ad arco



Fig. 13. Vista trasversale del ponte ad arco

2.1 Le strutture della passerella ciclo-pedonale

Sulla spalla 2, oltre al ponte ad arco, appoggia anche la pista ciclo-pedonale che, in uscita dal ponte, prosegue in affiancamento alla strada principale in rilevato con una struttura indipendente.

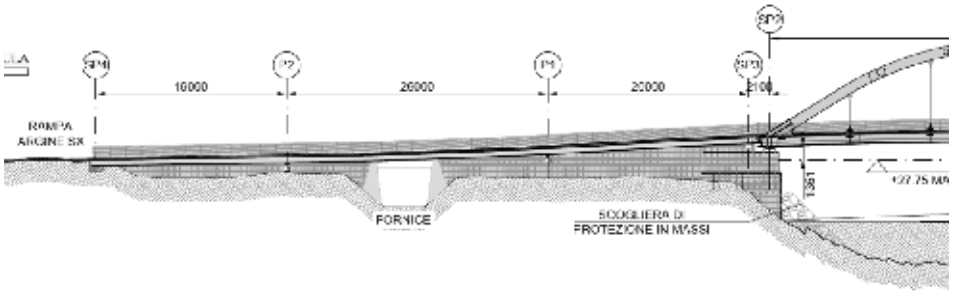


Fig. 14. Prospetto della passerella ciclo-pedonale

La pista ciclo-pedonale, presenta un impalcato in sezione mista acciaio-calcestruzzo con travi principali laminate, poste ad un interasse pari a 1.5m.
La luce complessiva dell'impalcato dell'opera è di circa 65 m, ripartiti su tre campate di luci pari a circa 20 + 26 + 19 m, misurati in asse appoggi.
L'impalcato ha una larghezza complessiva di 3.0 m, ripartiti in una parte centrale pedonale da 2.5m e due cordoli di bordo, ciascuno di larghezza 0.25 m.

La soletta, di spessore complessivo pari a 15 cm, è gettata in opera su predalles prefabbricate in calcestruzzo e risulta collaborante con le travi principali mediante l'impiego di pioli tipo Nelson.

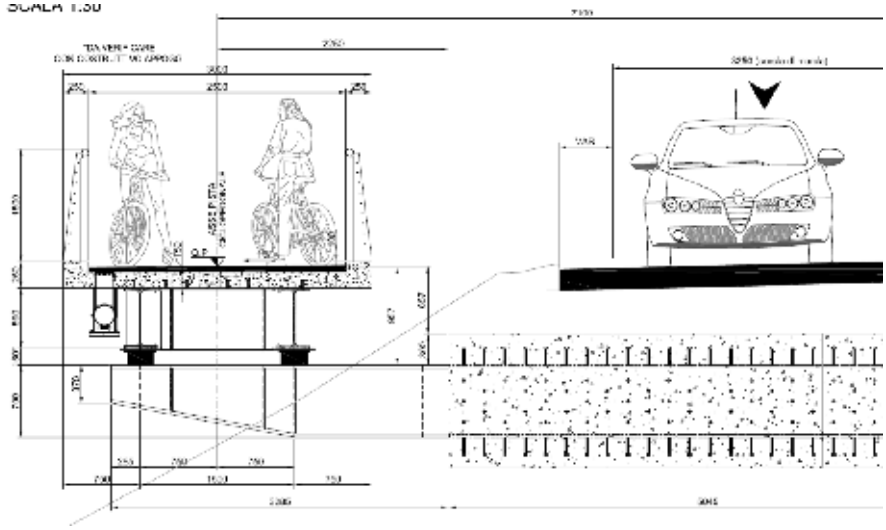


Fig. 15. Sezione trasversale della passerella ciclo-pedonale

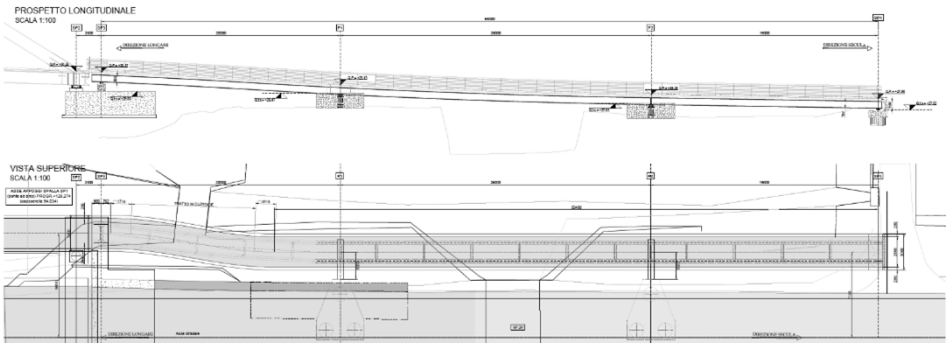


Fig. 16. Sezione longitudinale e pianta della passerella ciclo-pedonale

3 MONTAGGIO

Nel progetto esecutivo era stato previsto un varo a spinta, con argano di tiro e assemblaggio in più fasi della struttura del ponte più avambecco e retrobecco.
Per il sostegno del ponte durante il varo, era stato previsto poi l'utilizzo delle pile del ponte originale, su cui dovevano essere realizzati degli apprestamenti di varo per il fissaggio delle slitte.
Al termine del varo queste strutture avrebbero dovuto essere rimosse (cosi come avambecco e retrobecco) e si sarebbe dovuto procedere con il calaggio del ponte in sede.

Il montaggio della struttura del ponte in più fasi durante l'avanzamento era dettato dalla configurazione della cantierizzazione che limitava fortemente le aree a disposizione rendendo particolarmente complessa la realizzazione dell'opera.
Nel periodo compreso tra l'approvazione del PE e l'affidamento dei lavori, è stato deciso dall'amministrazione di realizzare una passerella pedonale provvisoria in affiancamento a monte del ponte, alla quale è stato anche associato il lay-out dei sottoservizi che altrimenti avrebbero dovuto essere spostati su una struttura metallica specifica e sostenuta dalle stesse spalle su cui poi sarebbe stato appoggiato il ponte ad arco. Tale modifica ha consentito di avere a disposizione un maggior spazio per l'assemblaggio dell'impalcato avendo così la possibilità di allargare ed allungare notevolmente le aree di cantiere a disposizione. Per la stessa ragione, a PE, anche la passerella pedonale definitiva poteva essere realizzata solo una volta ultimato l'assemblaggio e messa in opera del ponte carrabile con tutte le difficoltà operative del caso.

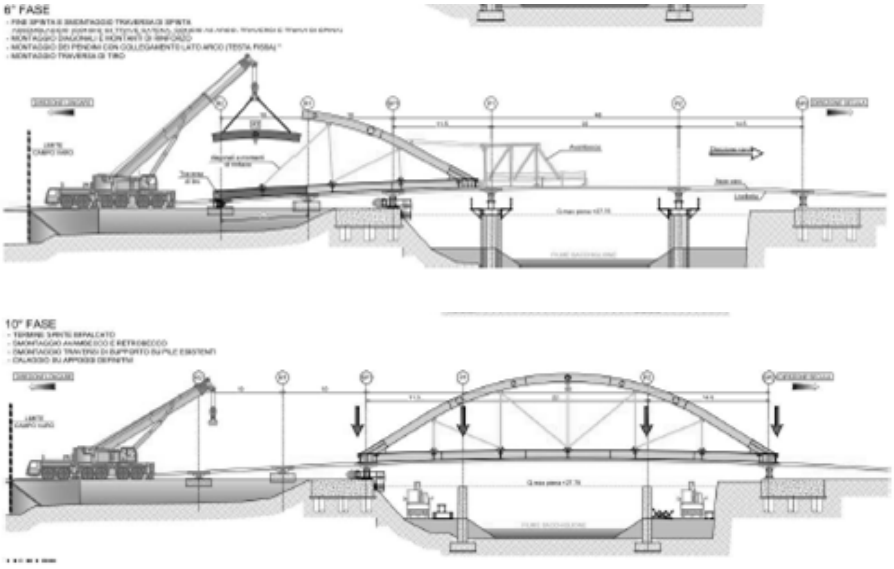


Fig. 17. Fasi tipiche di montaggio previste a PE

Essendo mutate significativamente le condizioni al contorno (maggiore area a disposizione per permettere l'assemblaggio intero della struttura) e anche le mutate condizioni ambientali (imprevedibilità del comportamento del fiume che non consentiva più di fare ipotesi seguendo la statistica dell'andamento idraulico degli anni precedenti), è stato ritenuto opportuno rivedere il tipo di montaggio.
L'impresa esecutrice dei lavori unitamente alla carpenteria metallica che ha realizzato la struttura metallica del ponte, ha proposto infatti di sollevare l'intero ponte con una gru tralicciata di grande portata che potesse permettere di alzare la struttura completamente montata e di spostarla dal campo di montaggio alla posizione finale. Condivisa con la direzione lavori e noi progettisti la soluzione è stato concordato di procedere con tale tipologia di montaggio che garantiva inoltre una riduzione dei tempi di realizzazione, un maggiore controllo delle geometrie in fase di assemblaggio e una maggiore sicurezza per gli operatori.



Fig. 18. Sollevamento con gru tralicciata di grande portata

4 DATI SIGNIFICATIVI

–	Sviluppo complessivo dell'opera	250m
–	Sviluppo complessivo del ponte ad arco	48m
–	Sviluppo complessivo della passerella	65m
–	Larghezza impalcato ponte ad arco	13.5m di cui 9.9m di piattaforma stradale
–	Larghezza impalcato passerella	3.0 m
–	Numero di pendini	5+5, barre Φ100 in S460
–	Altezza in chiave del ponte ad arco	10.0m
–	Impresa costruttrice	Impresa Costruzioni Carraro Geom. Adriano & C. S.n.c.
–	Realizzazione carpenteria metallica	Metalsan S.r.l.
–	Progettazione esecutiva e direzione lavori	Seteco Ingegneria S.r.l. & Franchetti S.p.a.

PAROLE CHIAVE

Ponte ad arco, acciaio, sezione mista acciaio-calcestruzzo, pendini, arch bridge, steel, steel-concrete composite section.

RICOSTRUZIONE DEL PONTE PEYRAMALE A LOURDES, FRANCIA: UN IMPALCATO SNELLO IN ACCIAIO ALTO-RESISTENZIALE PER RISOLVERE I PROBLEMI DI FRANCO IDRAULICO

RECONSTRUCTION OF THE PEYRAMALE BRIDGE IN LOURDES, FRANCE: A SLENDER HIGH-STRENGTH STEEL DECK TO SOLVE HYDRAULIC CLEARANCE PROBLEMS

Francesco Profico,
Riccardo Zanon,
Gilbert Miceli
ArcelorMittal, Luxembourg
Esch-Sur-Alzette, Luxembourg
francesco.profico@arcelormittal.com
riccardo.zanon@arcelormittal.com
gilbert.miceli@arcelormittal.com

Florent Dupuy
EIFFAGE Génie Civil
Toulouse, France
florent.dupuy@eiffage.com

ABSTRACT

The Peyramale road bridge in Lourdes (France) is an important link in the city center between the pilgrimage sites, accommodation facilities, and access roads. It spans the Gave de Pau torrent, and the first crossing was built in the first half of the 20th century in reinforced concrete, with a pier in the riverbed and spans of about twenty meters. The structure was severely damaged because of flooding events. The structure was strengthened with steel box elements on the deck to ensure serviceability. This reduced the load-bearing capacity, pending the reconstruction of a new bridge.
An initial tender produced no substantial results due to incompatibilities between the proposed solutions and the client's requirements. A second competition was therefore launched in 2023 in a "design-and-build" format, with the aim of finding a solution that combined economy, efficiency, and functionality. In the new realization, new foundations were created behind the existing abutments, and the bridge crosses the torrent with a single span of 43 m. The pier-free solution in the riverbed, with increased clearance, improves the hydraulic performance with a significantly slender deck.
The steel structure consists of eight rows of S460 steel girders made from hot-rolled sections, with an additional strengthening plate on the bottom flange, and an overall depth of approximately 950

mm. The steel is derived from recycled material. Prefabrication of the girders in the workshop, assembly in pairs with temporary crossbeams on the abutments prior to erection with crane, and the choice to use reinforced concrete crossbeams at the abutments allowed for straightforward installation by the general contractor. The composite reinforced concrete deck slab is cast in situ on precast predalles slabs placed between the girders.

SOMMARIO

Il ponte Peyramale a Lourdes (Francia) costituisce un collegamento importante nel centro cittadino tra i luoghi di pellegrinaggio, le strutture di accoglienza e le vie di accesso. Scavalca il torrente Gave de Pau e il primo attraversamento è stato realizzato nella prima metà del '900 in calcestruzzo armato con una pila in alveo e campate di una ventina di metri. L'opera è stata gravemente danneggiata in seguito a fenomeni alluvionali. Come misura urgente di ripristino della viabilità la struttura è stata rinforzata con dei cassoni metallici all'estradosso per garantire la fruibilità seppur con limitazioni di transito in attesa della ricostruzione di una nuova opera. Un primo concorso architetturale non ha dato esiti per incompatibilità tra le soluzioni e le richieste della committenza. Un secondo concorso è stato quindi lanciato nel 2023 in modalità design and build con l'obiettivo di trovare una soluzione che sposasse economia, efficacia e aspetti funzionali. Nella nuova soluzione delle nuove fondazioni sono create dietro le spalle esistenti e la struttura attraversa il torrente con una campata unica di 43.00m. La soluzione senza pila in alveo con un franco più elevato migliora il comportamento idraulico impiegando un impalcato estremamente snello. La carpenteria è formata da otto file di travi in acciaio S460 in profili laminati a caldo con presenza di una piastra di rinforzo su flangia inferiore ed un'altezza di circa 950mm. La prefabbricazione delle travi in officina, l'assemblaggio in coppie con traversi temporanei prima del varo con la gru e la scelta di utilizzare traversi in calcestruzzo armato su spalla hanno permesso una posa in opera semplice da parte dell'impresa generale. La soletta c.a. collaborante è realizzata con getto in opera su lastre predalle posate tra le travi.

1 INTRODUCTION

The city of Lourdes, situated in the "Hautes-Pyrénées" departement in South-West France, is a small commune of less than 15'000 inhabitants. Despite the not relevant size, it is well known as pilgrimage site, representing an important pole for the Cristian community. The Peyramale road bridge, sitting in the center of the small town, is an important link with the religious sites, connecting accommodation facilities and access roads. The bridge spans over the Gave de Pau torrent, a small river originating in the Pyrenees and highly susceptible to flash flooding with the lates major events registered in 2012, 2013 and 2024. It connects on one side the "Esplanade du Paradis" and "Avenue Peyramale" on the other. The first crossing was built in the early '30s in reinforced concrete (Fig. 1), with a pier in the riverbed and two spans of about twenty meters. During the latest decades it became evident that the existing structure was suffering from major degradation. The vulnerability of the structure from floodings emerged and the deck was damaged as consequence of one of the events in 2013. As an urgent measure to restore the traffic, the structure was strengthened to ensure serviceability. The retrofitting intervention involved the installation of steel box elements over the deck (Fig. 2), limiting the full utilization of the deck surface. The reduced load-bearing capacity guaranteed only partial serviceability of the structure. The maximum traffic weights were reduced, pending the reconstruction of a new bridge. The commune concluded that a prolongation of the existing bridge lifespan was only a temporary solution, and a full renewal was needed.

Between 2014 and 2020, the first studies were developed for the proposal of a full reconstruction. After a series of unsuccessful tenders, a solution publicly known as "Pont Papillon" (Fig. 3) was

proposed. This involved a single span bridge in a bow-string configuration. The solution was particularly attractive to reduce the hydraulic interference of the structure. After unanimous agreement, and the consultation of several construction firms it became clear, however, that the available budget (5.4M€) was not sufficient to finance the solution, being the foreseen expense of more than 7.0M€. The procedure was declared unsuccessful and the "Papillon" solution stopped.
The solution came after 2023, with the commune launching a "design and build" procedure, with conception and realization integrated in a unique tender. The construction firm chosen was EIFFAGE, which developed a more classic and cost-efficient solution. The chosen solution is a multi-girder composite deck solution with beams realized out of commercial hot-rolled profiles. These are particularly simple, economical solutions which can furthermore bring advantages in the carbon footprint reduction. Similar solutions have been already used in France [1], [2], [3]. On the Italian market similar solutions are proposed also by road authorities [4]. The realization started in summer 2025 and on 5th March 2026 the new Pont Peyramale opened to the traffic.



Fig. 1. The reinforced concrete bridge, with the intermediate pier. Picture taken before the first major flooding event, followed by structural retrofitting.



Fig. 2. The reinforced concrete bridge with the upper reinforcement steel boxes.



Fig. 3. Render of the "Pont Papillon" solution proposed in the 2022 tender by Bureau Greisch and Ingérop, later discarded.

2 CONCEPTION

A multigender composite deck solution is adopted (Fig. 4). This promotes a simple, essential and fast-to-erect solution. The structure involves a unique span without intermediate pier, hence improving the hydraulic behaviour compared to the previously existing two-spans bridge. The deck is in simply supported configuration. The net span is 43.000m, while the gross deck length is 44.200m. The lateral abutments are fully reconstructed. The bridge is composed of a two lanes carriageway of 6.000m width, and lateral footways, making a total width of the deck of 12.400m. The deck is straight with no skewness and no curvature in plan. In the middle of the span an additional small cantilever is attached to the side, offering a small "terrace" of added architectonical value, suitable for pedestrians. A vertical curvature is prescribed providing an additional net height at midspan under the steel beams of 26cm. The bridge is designed for a Class 2 traffic loading according to NF EN 1991-2 and related National Annex, 4.2.2 [5], [6]. The design guidelines of Eurocode 4 are used [7]. The deflection limitation under variable loads is set at 1/300 of the net span. Fatigue Load Model 3 according to EN 1991-2 is used for the fatigue verification with a load frequency of 125'000 passages per year. The execution class is EXC3 according to EN 1090-2 [8]. The governing structural aspect is the plastic bending resistance of the composite beams in sagging. Eight steel beams are composing the steel structure of the composite deck. These are evenly spaced with 1.55m meters distance. As steel sections, hot-rolled double T commercial profiles are used. The steel supplier is ArcelorMittal Luxembourg providing the raw material, fabrications, finishing and transportation of the steel components. HL 920 x 344 sections [9] are used. These constitute a wide flange profile with width (b) of 418mm and a height (h) of 927mm. An additional strengthening plate is welded below the bottom flange, to increase the bending resistance and stiffness. The welded plate has 400mm width and thickness of 19mm. It is integrating the hot-rolled section for a total length of 33.000m. The reinforcing plate stops at less than 5m from the support axis. This positioning prevents severe stress concentrations at the weld toe of the plate end, preventing fatigue cracks. The plate end is attached to the bottom flange of the double-T section with a closing fillet weld around the plate.

The slab consists of 260mm cast-in-situ concrete over prefabricated predalles spanning over the steel beams. The concrete class is C50/60. A micro alloyed fine-grain grade S460M steel is used according to EN 10025-4 [10] both for the commercial sections and the welded plates. The total steel structure tonnage is 144.6 Tons. The sections are fully derived from recycled material. These are produced via an EAF (Electric Arc Furnace) route from scrap metal, with favourable impact on

the environmental balance of the steel part of the bridge [11] with a production GWP carbon equivalent content (A1-A3) of 560 kg/Ton. This contribution is less compared to equivalent sections derived from welded plates, typically produced via a blast furnace and BOF route from raw matter.

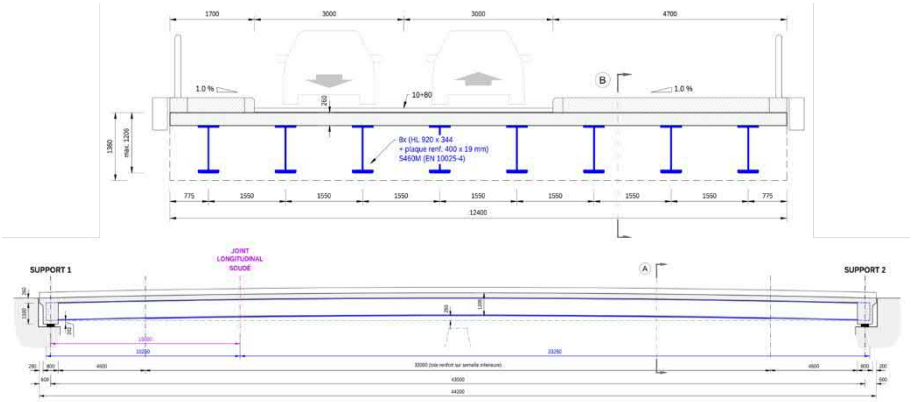


Fig. 4. Predesign drawings of the cross-section and elevation.

The total bridge span is longer than the maximum lengths produced by the steel supplier and the important span imposes transportation constraints. This implies the introduction of an intermediate welded joint. The final steel beam is obtained from the assembly of two smaller pieces of respectively 10.250m and 33.250m. Including the additional strengthening plate, the connectors and the finishing, the single steel beams weights 18.1 Tons. The welded splice is placed roughly 10.000m from one of the supports.

No permanent intermediate cross-girders are used. The transversal load repartition is guaranteed by the concrete slab and the end concrete cross-beams situated over the lateral abutments. The absence of intermediate steel diaphragms avoids the excessive presence of welded details, thus minimizing the possibility of fatigue cracks appearing in service. Additionally, it reduces the fabrication costs and amount, positively impacting on the solution economy and delivery time. On the other hand, this solution typically leads to slightly higher dimensioning of the steel beams due to the reduced transversal load repartition. The concrete crossbeams rigidly connect the steel beams at the abutments, minimizing relative rotation over the support. This has been identified as a reliable and practical solution for composite bridges realized with similar configurations in the past [1], with good consideration in the French market, and sometimes used in conjunction with box girders realized with hot-rolled double-T commercial profiles [2], [3]. The behaviour of the concrete crossbeam has been investigated in the past and is in similar configurations on multiple spans used also on the intermediate pier with discontinuous steel beams to create the structural continuity [12].

Diameter 25, height 200mm shear connectors (EN10025-2 S235J2G3+C450 [13]) are used to transfer the longitudinal shear from the concrete slab to the steel part of the deck. Two rows of connectors are provided, evenly spaced with higher density in the support region. Diameter 19, height 200mm shear connectors are used at the beam's ends to connect the steel beams with the reinforced concrete cross-beams over the abutments.

3 PREFABRICATION AND ERECTION

The steel structure is fabricated in the ArcelorMittal Steligence Fabrication Centre in Luxembourg [14]. The prefabricated segments are delivered on site with truck transportation. The realization of the longitudinal butt-weld (Fig. 5) is carried out on site after transportation from the workshop of the disassembled prefabricated components. The welded continuity joint is a multi-pass full penetration transversal weld. X shape preparation [15] is used both for the flanges and for the web and is carried out in the workshop before the transportation. No cope-hole is used. The additional strengthening plate welded on the bottom flange stops 15cm before and restarts 15cm after the weld. An integrative plate is welded on site after the realization of the transversal weld of the hot-rolled section. The transverse weld of the additional plate is not aligned with the one of the section in order to guarantee the execution tolerances. The strengthening plate is welded with a continuous fillet-weld pass on the sides with the bottom flange of the steel profile. The welds realized in the workshop are performed with process 135, 136 according to EN ISO 4063 [16]. The shear studs are welded with process 783 over the top flange.



Fig. 5. Fabricated beams. Detail of the butt-weld splice preparation and on-site execution.

Lateral attachments (Fig. 6) to support services are welded orthogonally to the web. Additionally, other lateral attachments are welded perpendicularly to the web and flanges to fix the stabilization diaphragms in the erection phase. A total pre-cambering on the whole span length of 320mm is prescribed to partially compensate the permanent loads deflection and reaching a final over-height of 260mm at mid-span compared to the supports. At the beams end shear connectors are provided to transfer the vertical shear (Fig. 7).
The corrosion protection is realized with sand-spraying surface preparation, primer and painting with ACQPA – C4HANV 538 protection. All the surface is treated against the corrosion, integrating the protection on the butt-weld splice area after the welding operations are performed on site. Preparation grade P3 is adopted according to EN 1090-2, 10 [8], removing sharp edges with grinding and edges rounding according to NF EN ISO 12944-3:2017 [17] and EN ISO 8501-3 [18].
On June 2nd, 2025, the work started. The existing bridge was demolished during summer 2025 (Fig. 8). In autumn 2025 the work focused on the realization of the new abutments.

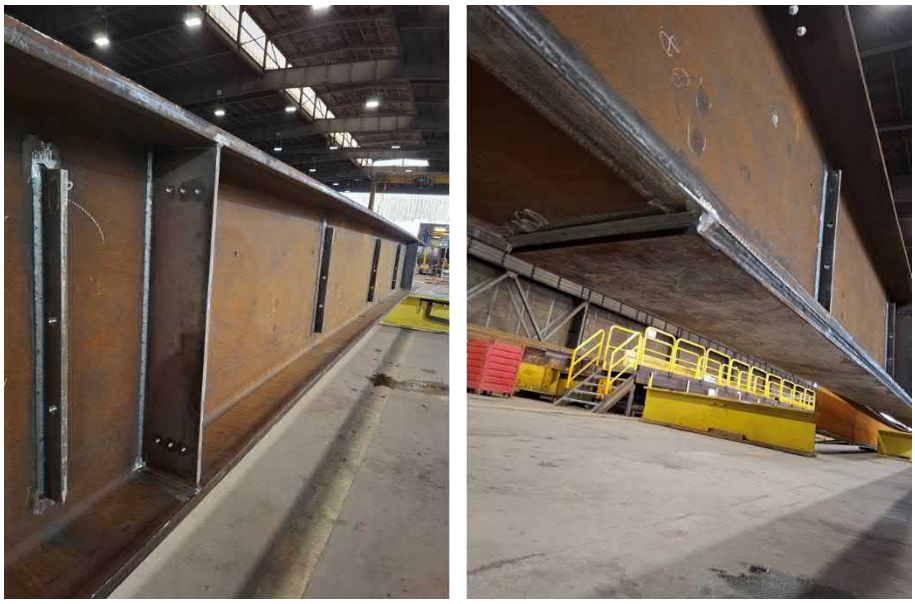


Fig. 6. Fabricated beams. Lateral attachments for stabilization during erection and pipelines. Bottom flange strengthening plate end detail.

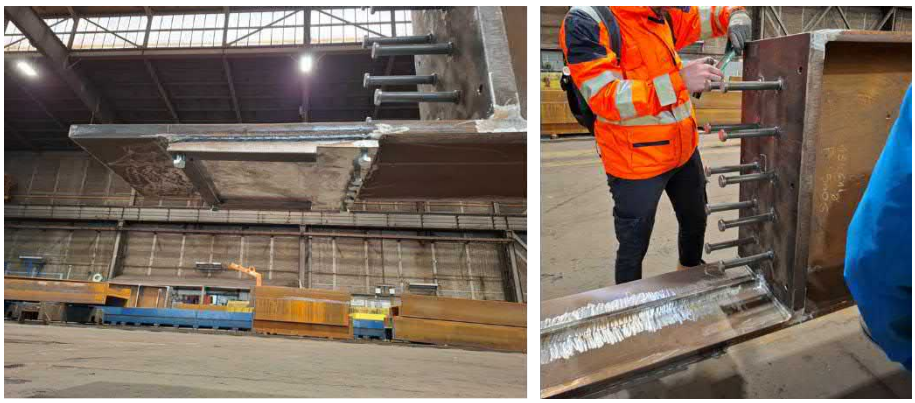


Fig. 7. Fabricated beams. Detail of the support region.

The steel structure was erected in December 2025 (Fig. 9). After the on-site realization of the butt-weld joints, the beams were erected by crane from one side of the river. The beams are coupled together in the erection phase to enhance the latero-torsional stability, preventing buckling of the compressed flange. Stabilization is realized with evenly spaced diaphragms temporary fixed at the lateral attachments.



Fig. 8. Demolition of the existing reinforced concrete structure. Credits for the picture: Service Communication Ville de Lourdes.



Fig. 9. Delivery of the steel beam prefabricated segments by truck and erection by crane.



Fig. 10. Erection of the coupled steel beams by crane.

Between January and February 2026, the concrete casting was executed. Following concrete curing, the deck was finished with the architectonical and service installations, with the load testing phase following. In March 2026 the bridge opened to public traffic (Fig. 11, Fig. 12).



Fig. 11. Finished structure. Credits for the picture: Service Communication Ville de Lourdes.



Fig. 12. Night illumination. Credits for the picture: Service Communication Ville de Lourdes.

4 CONCLUSIONS

After the first unsuccessful studies and tenders, the “Peyramale” bridge in Lourdes was finally brought back in a renewed configuration in March 2026 to the French community of Lourdes. The work lasted less than one year. After the rejection by the commune of the “Pont Papillon” solution in 2022 due to insufficient cost budget, the overall process including tender, design and realization of the new bridge lasted less than three years. The delivered solution satisfies both the strict economic budget availability and the functional requirements. The design-and-build procedure, attributed to EIFFAGE, led to a successful realization. The final solution ends-up in a particularly simple, essential and fast to erect configuration, minimizing fabrications. The technical solution for the deck, proposed by the steel supplier ArcelorMittal Luxembourg, met strict economical and time budget with the technical requirements. The delivered solution improves significantly hydraulic behaviour, eliminating the intermediate pier and significantly reducing the risk of flood induced structural damage, frequently threatening the area due to the nature of the Gave De Pau River.
Peculiarities of this project are the use of hot-rolled commercial profiles as steel girders of a deck spanning 43m. The sections belonging to the HL wide flange family constitute a specificity which

is not commonly seen for similar realizations which typically use built-up sections. High resistance S460M steel is adopted, proving the material availability and the increasing confidence of the market in its use compared to the more traditional S355 grades. The sections are derived from fully recycled scrap via the EAF production route. This reduces the embodied carbon content of the supplied steel, positively affecting the environmental impact of the overall solution. Considering the section, material, environmental qualities and fabrications, the delivered steel components constitute high added-value products, which deserve to be highlighted.
The steel intensity is 262.7 kg/m^2. The structure has a significant slenderness of slightly less than h/L = 1/35, guaranteeing the net space below the structure for the water flow, and minimizing abutments earthworks. Additional technical challenges are the onsite realization of the full-penetration transversal weld and the use of a strengthening plate for higher bending resistance and inertia. During the erection phase the beams were coupled with improved stability.
The realization follows more than a decade of inconveniences experienced by the local community for the damaged old concrete deck. This, moreover, in a small community which constantly coexists with touristic flows increased by the Cristian pilgrimage. The new realization is highly appreciated by the town of Lourdes, in its functional and essential new appearance.

ACKNOWLEDGMENT

The work is not supported by any specific funding. Eiffage GC is credited for the construction and execution design. ArcelorMittal Luxembourg is credited for the preliminary technical proposal and structural steel material supply.

REFERENCES

[1] ArcelorMittal. Bridges: Steel solutions for road and railway bridges [Brochure]. Available at: https://constructalia.arcelormittal.com/files/Bridges_EN--cf234837cfd25b0bfbaf53a5b0ed52f1.pdf (Accessed: 12 June 2026).
[2] R. Zanon, “Pont du Triangle à Dunkerque, Pont sur la Moselle a Tonnoy“, Bulletin Ponts Métalliques N°27, 2020.
[3] Zanon, R. et al. 2013. Pont du Triangle à Dunkerque. Bulletin Ponts Métalliques, no. 26. [online] Available from: https://www.promozioneacciaio.it/UserFiles/File/pdf/pubblications/Pont%20du%20Triangle%20-%20Dunkerque.pdf [Accessed: 12 June 2026].
[4] ANAS S.p.A. 2019. Quaderni tecnici – Volume VII: Manutenzione programmata su ponti e viadotti: soluzioni standard in carpenteria metallica.
[5] NF EN 1991-2: Eurocode 1 – Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges.
[6] NF EN 1991-2/NA: Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 2 : actions sur les ponts dues au trafic – Annexe nationale à la NF EN 1991-2.
[7] NF EN 1994-2: 2005. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges.
[8] NF EN 1090-2+A1:2024. Exécution des structures en acier et des structures en aluminium - Partie 2 : Exigences techniques pour les structures en acier.
[9] EN10365: 2017 Hot rolled steel channels, I and H – Dimensions and masses (2017).
[10] EN10025-4: 2019 Hot rolled products of structural steels - Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels (2019).
[11] ArcelorMittal Europe – Long Products, 2023. Environmental product declaration: Structural steel sections (BFS EAF). EPD-BFS-20230271-IBG3-EN. Berlin: Institut Bauen und Umwelt e.V.
[12] EUROPEAN COMMISSION. 2017. *SEQBRI RFCS final report – composite steel–concrete bridges*. [online]. Available from: Constructalia / RFCS. [Accessed: 12 June 2026].

[13] EN10025-2: 2019 Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels (2019).
[14] ArcelorMittal. Steligence Fabrication Centre [online]. ArcelorMittal Steligence, [no date]. Available at: https://www.sections.arcelormittal.com/Steligence/Steligence_Fabrication_Centre [Accessed 12 June 2026].
[15] EN ISO 9692-1:2013. Welding and allied processes — Types of joint preparation — Part 1: Manual metal arc welding, gas-shielded metal arc welding, gas welding, TIG welding and beam welding of steels. Brussels: European Committee for Standardization, 2013.
[16] EN ISO 4063:2023, Welding, brazing, soldering and cutting — Nomenclature of processes and reference numbers. Geneva: ISO, 2023
[17] NF EN ISO 12944-3 (Décembre 2017). Peintures et vernis — Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture — Partie 3 : Conception et dispositions constructives
[18] NF EN ISO 8501-3 (August 2025). Preparation of steel substrates before application of paints and related products - Visual assessment of surface cleanliness - Part 3: Preparation grades of welds, edges and other areas with surface imperfections

KEYWORDS

Composite Steel-Concrete Deck, Hot-Rolled Beams, High-Strength Steels, Reconstruction

PONTE AD ARCO SAN GIULIANO SULLA S.S. 640

SAN GIULIANO ARCH BRIDGE ON S.S. 640 ROAD

Simone Varni, Paolo Maestrelli, Pierangelo Pistoletti
Seteco Ingegneria S.r.l. – via Fieschi 9, Genova
ufficiotecnico@setecoge.it

ABSTRACT

The San Giuliano Bridge is a 170m long and 45m high tied-arch bridge. The deck is a steel-concrete composite section and consists of 2 Corten steel main girders with welded I sections, with inclined webs 3m high. The cross-section has a total width of 17.5 m and accommodates a roadway section comprising two 3.75m wide lanes. The distance between the axes of the main girders is 18m; between them, there are three auxiliary girders spaced at a maximum distance of 4.7 m, supported by I-section crossbeams hinged to the main girders at a maximum distance of 8.5 m. The 26-cm-thick reinforced concrete slab is a continuous beam in the transversal direction supported on secondary beams; it was cast in place on truss-reinforced steel plates.
The arches, inclined like the webs of the deck beams, have a welded I-section with a height of 2.5m and are connected by I-section crossbeams and braced with tubular elements.
Arches and deck main beam are connected by 17 hangers for each of the two sides.

SOMMARIO

Il ponte San Giuliano è una struttura ad arco a spinta eliminata di 170m di lunghezza e 45m di altezza. L'impalcato è del tipo misto acciaio-calcestruzzo ed è costituito da 2 travi catena in acciaio corten con sezioni a doppio T saldate con anime inclinate di altezza 3m. La sezione trasversale ha una larghezza complessiva di 17.5m e ospita una sezione stradale che prevede 2 corsie da 3.75m. La distanza tra gli assi delle travi catena è pari a 18m; tra di esse sono previste 3 travi ausiliarie poste ad una distanza massima di 4.7m che hanno come appoggio dei traversi con sezione a doppio T, incernierati alle travi catena ad interasse massimo di 8.5m. La soletta in cemento armato, di 26cm di spessore, è ordita in direzione trasversale e ha quindi schema statico di trave continua sulle travi di spina; è stata gettata in opera su lastre in acciaio tralicciate e piolate. Gli archi esterni, inclinati come le anime delle travi catena, hanno una sezione a doppio T saldato composto di altezza 2.5m e sono collegati con traversi in profilo a doppio T e controventati con elementi tubolari. Gli archi e le travi catena sono connesse da 17 pendini per ognuna delle 2 fiancate.

1 INQUADRAMENTO DELL'OPERA

Il ponte San Giuliano è l'opera più significativa nell'ambito dei lavori di ammodernamento e adeguamento alla Categoria B del D.M. 5.11.2011 della nuova S.S. 640 "Strada degli Scrittori". L'opera, di particolare valenza tecnica e paesaggistica, ha una lunghezza di 170 metri e dà continuità alla carreggiata stradale fino all'imbocco lato A19 della galleria Caltanissetta, la più lunga e più dotata di tecnologie della Sicilia, di recente aperta nella sua configurazione definitiva. La dorsale, importantissima per la viabilità regionale della Sicilia, rappresenta non soltanto un asse stradale di penetrazione a servizio delle aree interne, ma altresì l'itinerario preferenziale tra la Sicilia sud-occidentale e l'autostrada A19 Palermo-Catania, e quindi il collegamento diretto tra la provincia di Agrigento e l'anello viario principale dell'isola costituito dai collegamenti autostradali fra i tre principali centri metropolitani (Palermo, Catania, Messina).



Fig. 1. Ubicazione del ponte sulla piantina della Sicilia e i principali collegamenti viari

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Dal punto di vista strutturale si tratta di un ponte ad arco a spinta eliminata, schema statico che permette l'eliminazione delle spinte orizzontali, che non sarebbero state facilmente equilibrabili dalle opere civili, trattandosi di una zona franosa. L'opera si sviluppa in lunghezza per 170m tra gli assi appoggi e in altezza per 35m tra l'asse dell'arco e quello della trave catena.

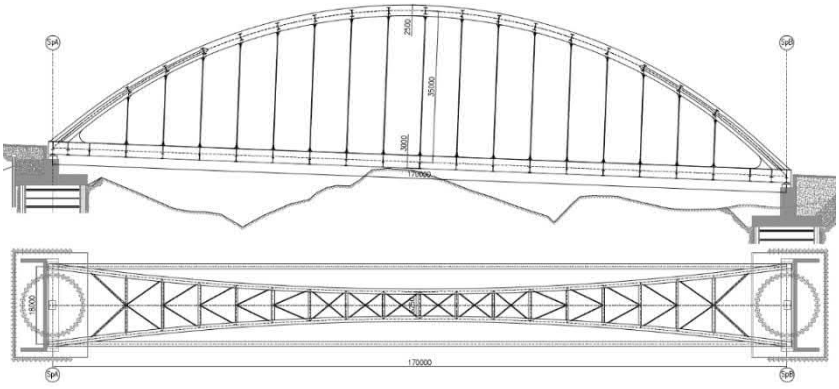


Fig. 2. Pianta e prospetto dell'impalcato

L'impalcato è del tipo misto in acciaio-calcestruzzo ed è costituito da due travi catena in acciaio corten con sezioni a doppio T saldate composte con anime inclinate di altezza costante pari a 3 m. Gli archi esterni, inclinati come le anime delle travi catena, hanno una sezione a doppio T saldato composto di altezza costante pari a 2.5 m. Gli archi sono collegati con traversi costituiti da profili a doppio T e sono controventati con elementi tubolari.

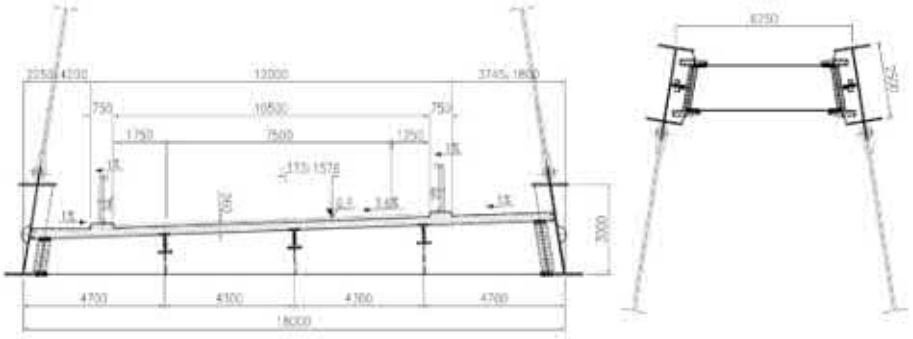


Fig. 3. Sezione trasversale

La distanza tra gli assi delle travi catena è pari a 18 m; tra di esse, per diminuire lo spessore della soletta, sono previste tre travi ausiliarie o di spina poste ad una distanza massima di 4.7 m. Queste travi hanno come appoggio dei traversi con sezione a doppio T, composta da piatti di diverso spessore, considerati incernierati alle travi catena ad interasse massimo di 8.5 m. La sezione trasversale ha una larghezza complessiva di 17.5 m e ospita una sezione stradale che prevede 2 corsie da 3.75 m, due banchine di larghezza costante 1.75 e 1.25 m, oltre a due fasce di larghezza 0.75 m per l'alloggiamento delle barriere laterali.

La soletta in cemento armato è ordita in direzione trasversale e ha quindi schema statico di trave continua sulle travi di spina; ha uno spessore di 26 cm ed è stata gettata in opera su lastre in acciaio tralicciate e piolate. Queste lastre sono connesse alla carpenteria metallica tramite saldature longitudinali a cordone d'angolo. Al fine di garantire la loro collaborazione nel piano longitudinale tali lastre sono saldate tra di loro a completo ripristino. La collaborazione tra la soletta e la struttura metallica è garantita dalla presenza di connettori tipo Nelson sulla piattabanda superiore delle travi di spina.

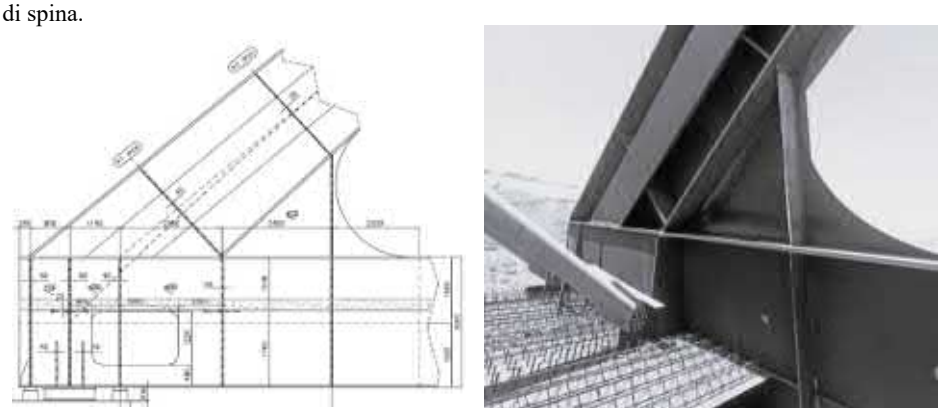


Fig. 4. Attacco dei pendini su impalcato stradale

Nella zona di innesto tra arco e catena sono stati inseriti numerosi irrigidenti per consentire un adeguato flusso degli sforzi. Inoltre, per migliorare il comportamento degli archi nei confronti della stabilità trasversale, i profili a doppio T sono stati rinforzati nella mezzeria dell'anima con l'introduzione di profili a T per aumentarne la rigidezza orizzontale. Localmente è stata anche rinforzata la trave catena, con l'introduzione di piatti di chiusura laterali, paralleli all'anima, per dare una più elevata rigidezza torsionale al profilo e aumentare il grado di incastro trasversale agli archi.

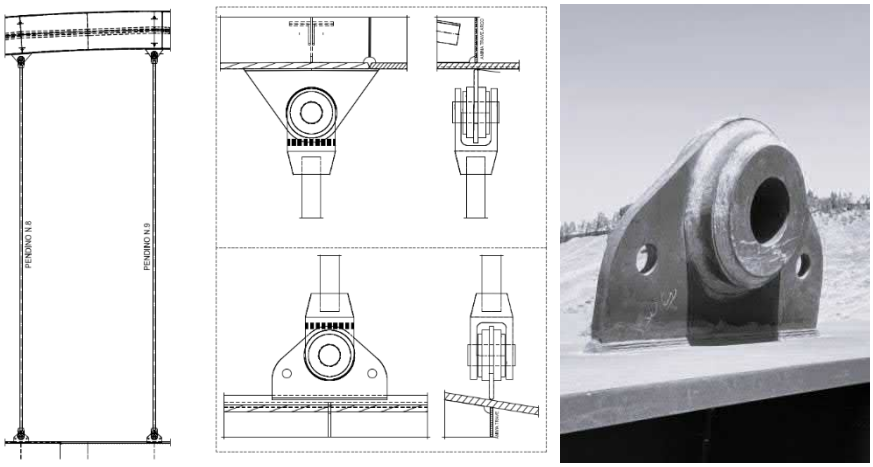


Fig. 5. Attacco dei pendini su impalcato ed arco

Gli archi e le travi catena sono connesse da 17 pendini per ognuna delle due fiancate; ognuno di essi è costituito da 31 trefoli di acciaio ad alta resistenza a 7 fili zincato, cerato e viplato con una guaina in polietilene ad alta densità. Il diametro nominale complessivo è pari a 15.7 mm per trefolo e la tensione minima di rottura pari a 1860 MPa. È stato previsto l'impiego di 34 dispositivi di ancoraggio regolabile di tipo a forca lato impalcato e di altrettanti dispositivi di ancoraggio fisso lato arco. Per proteggere il cavo è stata inserita una guaina bianca in PEAD di diametro nominale 160mm dentro la quale sono alloggiati i trefoli.
Lo schema di vincolo del ponte prevede tutti apparecchi di appoggio antisismici a pendolo scorrevole e una chiave di taglio in ognuna delle due spalle posta centralmente tra i due appoggi.

3 VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'ARCO

I fenomeni di instabilità degli archi di ponti di grande luce sono un aspetto molto delicato che sovente risulta essere determinante ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura.
Le verifiche vengono condotte in accordo con quanto prescritto dal DM 2018 e relativa Circolare Applicativa riguardo la stabilità delle membrature inflesse e compresse.
Il metodo utilizzato è quello denominato dalla Normativa come "Metodo A".
Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione N_{Ed} e a momenti flettenti $M_{x,Ed}$ e $M_{y,Ed}$ agenti nei due piani principali di inerzia, in presenza di possibili fenomeni di instabilità flesso-torsionale, si deve controllare che risulti verificata la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{xeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} \leq 1$$

Per il calcolo delle normali critiche euleriane si fa riferimento all'EC3 part 2 "Steel Bridge" section D3 "Arch Bridge". Per quanto riguarda la **stabilità**, i valori del carico critico euleriano sono forniti dalle espressioni seguenti, dove "x" indica il piano verticale e "y" quello orizzontale:

$$N_{cr,x} = \left(\frac{\pi}{\beta_S}\right)^2 EI_x \qquad N_{cr,y} = \left(\frac{\pi}{\beta h}\right)^2 EI_y$$

I fattori di lunghezza libera di inflessione β possono essere dedotti dalle tabelle D.1 e D.4 utilizzando le geometrie riportate in figura:

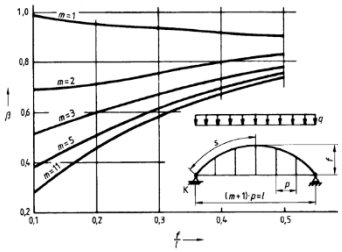


Fig. 6. Stabilità nel piano

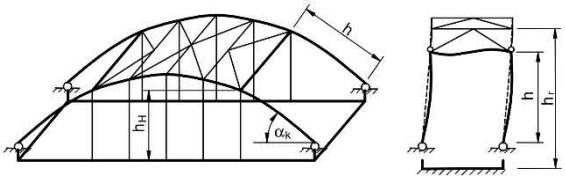


Fig. 7. Stabilità fuori piano

In particolare, per la **stabilità nel piano dell'arco**, nel caso di sistema arco-catena con pendinatura, il coefficiente β dipende dal numero dei pendini e dal rapporto f/l.
Per la **stabilità fuori piano** di archi con controventi e portale terminale può essere invece verificata attraverso un controllo di stabilità del portale terminale stesso in accordo con quanto prescritto dalla normativa nel paragrafo D.3.4.
Nota la geometria, si entra nella tabella D.1, la quale fornisce i valori di β da utilizzare per il calcolo della normale critica euleriana per instabilità fuori piano. Si fa riferimento alla condizione di incastri alla base del primo portale.

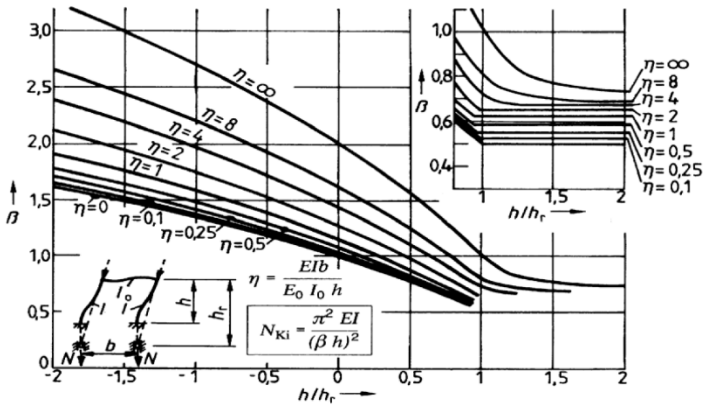


Fig. 8. Attacco dei pendini su impalcato ed arco

Una volta noti i coefficienti β in entrambi i piani è possibile calcolare le normali critiche ed eseguire la verifica di stabilità degli archi.

1 PROCEDURA DI MONTAGGIO

Il montaggio della struttura è stato previsto per varo a spinta dalla Spalla B, dietro la quale è stato possibile allestire il campo varo ove eseguire tutte le operazioni di saldatura dei conci della catena e dell'arco. Al fine di rendere possibili le fasi di spinta, sono state previste delle pile provvisorie a circa 5 m dall'asse di entrambe le spalle e a metà della campata. In fase di esecuzione, per scelta del carpentiere, sono state eseguite alcune modifiche al piano illustrato nel seguito.

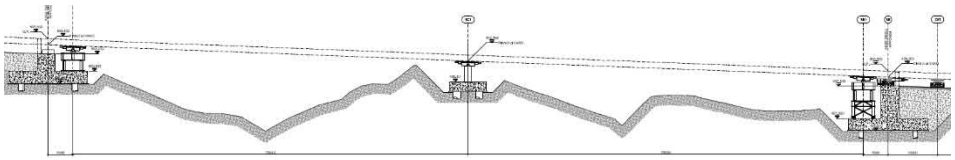


Fig. 9. Piano di varo

Sul campo varo sono state previste opportune rulliere con i rispettivi ritegni trasversali a passo di circa 20 m come di seguito presentato.

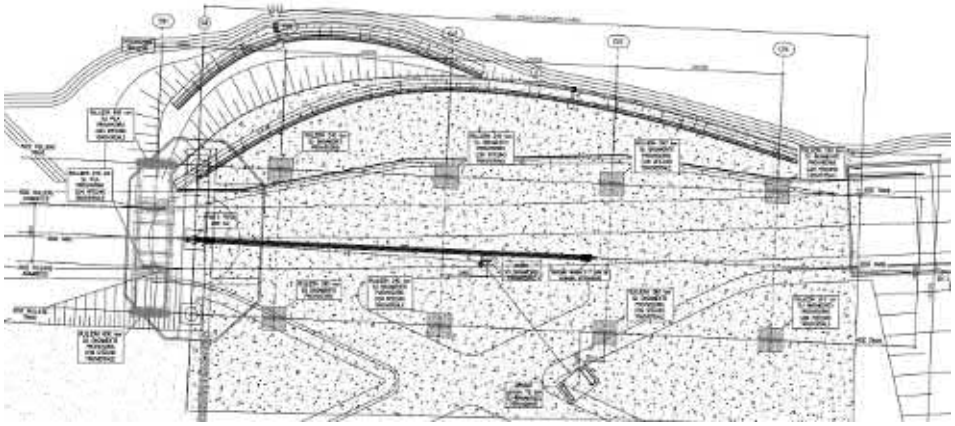


Fig. 10. Campo varo

Le rulliere previste sulle pile provvisorie che sorreggono la trave catena presentano una portata minima pari a 600 ton nei pressi delle spalle e una portata di 660 ton sulla pila provvisoria in mezzeria. Hanno una lunghezza minima pari a 5 m al fine di ripartire su una superficie adeguata il carico concentrato dovuto al passaggio. L'attrito delle rulliere è limitato al 5%.
Durante le fasi di spinta sono state previste delle movimentazioni tramite martinetti sulla pila provvisoria centrale; regolazioni utili anche per il posizionamento della struttura nella posizione teorica (tenendo conto della contromonta e della freccia elastica dovuta al peso proprio).
La spinta è stata realizzata attraverso un argano di portata minima 15 t. Sono stati previsti un punto fisso in corrispondenza della Spalla B, un rinvio sul campo di varo e una traversa di spinta, opportunamente vincolata alle travi catena. La capacità di spinta del sistema di traslazione è stata di circa

200 t. Completano le attrezzature di varo i ritegni trasversali previsti sulle due spalle e sulla pila provvisoria necessari per mantenere in posizione la catena durante la fase di spinta. Il contatto con la struttura è stato garantito da un rullo posto alla sommità di elementi in carpenteria metallica, al fine di minimizzare gli attriti laterali. La spinta dell'impalcato è stata eseguita con le coppelle metalliche già posizionate: in tal modo si minimizzano drasticamente le operazioni da effettuare nella zona in frana. I conci della trave catena e dell'arco sono stati assemblati in campo varo via via che la struttura avanzava. L'arco è stato sostenuto da torri provvisorie che appoggiano sui traversi dell'impalcato. I pendini sono stati montati laschi e sono stati caricati a varo terminato.

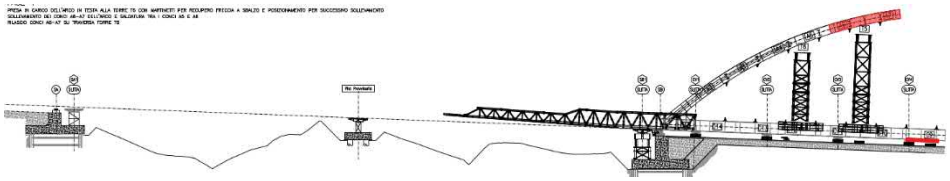


Fig. 11. Prima fase di varo

È stato utilizzato un avambecco reticolare del peso di circa 120 t avente lunghezza pari a 60 m. Man mano che si procedeva con le spinte in campo varo, venivano montati due conci di arco e altrettanti di catena e, quando necessario, anche una torre provvisoria.

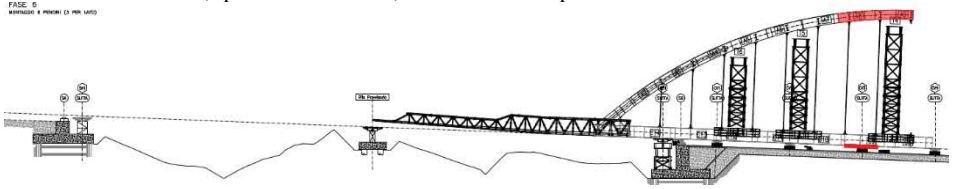


Fig. 12. Seconda fase di varo

Procedendo in questa maniera sono stati montati e saldati a piena penetrazione tutti i conci di arco e catena e le sei torri provvisorie.

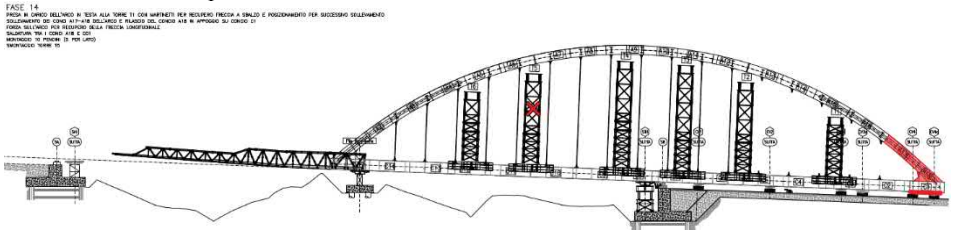


Fig. 13. Penultima fase di varo

Per le ultime fasi di spinta è stato previsto l'uso di un retrobecco di lunghezza pari a 7 m. Prima dell'ultima spinta, dopo aver montato tutti i conci della trave catena, il ponte è stato vincolato longitudinalmente alla Spalla A e sono cominciate le operazioni di chiusura dell'arco (montaggio dell'ultimo concio di collegamento con la trave catena). Sono stati quindi montati i rimanenti campi di controvento, tesati i pendini ed infine, dopo il calaggio del ponte sugli appoggi definitivi, gettata la soletta e gli elementi di arredo.

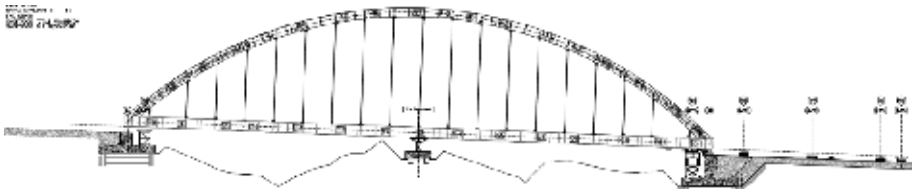


Fig. 14. Ultima fase di varo prima del calaggio



Fig. 15. Vista del ponte completo in sezione



Fig. 16. Vista del ponte completo in prospetto

2 TERMINE DEI LAVORI E COLLAUDO

Il completamento delle procedure di collaudo è avvenuto nel Giugno del 2025 ed il ponte è stato inaugurato il 17 Luglio 2025 con il tradizionale taglio del nastro da parte delle autorità locali e nazionali.
Il transito veicolare è invece stato consentito a partire dal giorno seguente.

3 DATI SIGNIFICATIVI

Sviluppo complessivo:	170 m
Larghezza d'impalcato:	17.5 m
Peso Carpenteria Metallica:	≅ 1200 ton (impalcato) + 800 ton (arco)
Committente:	ANAS S.p.A.
Costruzione e montaggio carpenteria metallica:	Giugliano Costruzioni Metalliche/MAEG
Progettazione definitiva ed esecutiva:	SETECO Ingegneria S.r.l.
Progettazione costruttiva:	SETECO Ingegneria S.r.l.

4 RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano ANAS S.p.A., Giugliano Costruzioni Metalliche e CMC Ravenna S.p.A. per le immagini fotografiche.

5 KEYWORDS

Steel structures, ponti ad arco, acciaio Corten, sezioni miste, CTA 2026

IL NUOVO "PONTE DEI 14 ARCHI" A TENDA SUL FIUME ROYA

THE NEW "14 ARCHES BRIDGE" IN TENDE ABOVE ROYA RIVER

Simone Varni, Paolo Maestrelli, Luca Gobbi
Seteco Ingegneria S.r.l. – via Fieschi 9, Genova
ufficiotecnico@setecoge.it

ABSTRACT

The new 14 Arches Bridge in Tende is a bowstring arch bridge carrying the new RD 6204 departmental road near the municipality of Tende, in the Alpes-Maritimes department, close to the French–Italian border. The bridge was delivered under the "Mission Roya" reconstruction programme, launched after the severe damage caused to the Roya Valley infrastructure by Storm Alex in October 2020. The selected structural solution was primarily driven by the need to reduce the bridge's vulnerability to hydraulic hazards by avoiding intermediate river supports while ensuring adequate hydraulic clearance.
Seteco Ingegneria carried out the detailed design of the steel structure and managed the planning and execution of the structural load testing, on behalf of the steel contractor Giugliano Costruzioni Metalliche. The company also gives technical support during the erection stages.
The bridge is a single-span, through-arch structure with a span of approximately 55 m. The superstructure consists of two welded built-up steel box arches and two welded built-up twin-I tie girders, which act as the tension ties of the bowstring system.

SOMMARIO

Il nuovo Ponte dei 14 Archi a Tenda è un ponte ad arco a spinta eliminata (bow-string) realizzato lungo la nuova Strada Dipartimentale RD 6204 presso il comune di Tenda, nel dipartimento delle Alpi Marittime, in prossimità del confine tra Francia e Italia. L'opera rientra nel programma di ricostruzione denominato "Mission Roya", avviato a seguito dei gravi danni subiti dalle infrastrutture della valle del Roya in occasione della tempesta Alex dell'ottobre 2020. La scelta della tipologia strutturale è stata dettata principalmente dall'esigenza di ridurre la vulnerabilità dell'opera nei confronti del rischio idrogeologico, privilegiando una soluzione che non prevedesse appoggi in alveo e che garantisse un adeguato franco idraulico.

Seteco Ingegneria ha curato il progetto esecutivo della carpenteria metallica e alla definizione e gestione del collaudo della struttura per conto del carpentiere Giugliano Costruzioni Metalliche; inoltre ha fornito supporto durante le fasi di montaggio.
Il ponte, ad arco a via inferiore, presenta una campata unica di circa 55 m. L'impalcato è costituito da due archi ribassati a sezione scatolare composta saldata e da due travi catena a doppio T composte saldate, che svolgono la funzione di tiranti nel sistema bow-string

1 INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO

Il nuovo Ponte dei 14 Archi di Tenda costituisce uno degli interventi più significativi realizzati nell'ambito del programma di ricostruzione Mission Roya, promosso dal Département des Alpes-Maritimes a seguito dei gravi danni provocati dalla tempesta Alex nell'ottobre 2020. Le eccezionali precipitazioni che hanno interessato la valle della Roya causarono infatti estesi fenomeni di erosione e dissesto idrogeologico, compromettendo numerose infrastrutture stradali e rendendo necessario un vasto programma di ricostruzione volto a ripristinare i collegamenti tra Francia e Italia mediante opere caratterizzate da elevati livelli di resilienza e durabilità.
L'opera è ubicata lungo la nuova Strada Dipartimentale RD 6204, in prossimità del confine italo-francese, e sostituisce il precedente attraversamento del torrente Roya mediante una struttura ad arco a spinta eliminata (bow-string) con impalcato a via inferiore e campata unica di 55 m (Fig.1).
La scelta tipologica è stata principalmente guidata dall'esigenza di eliminare qualsiasi sostegno in alveo, incrementando il franco idraulico disponibile e riducendo la vulnerabilità della struttura nei confronti degli eventi alluvionali. Contestualmente, tale soluzione ha consentito di limitare le azioni trasmesse alle sottostrutture e di garantire continuità architettonica con gli altri attraversamenti realizzati nell'ambito del medesimo programma di ricostruzione.

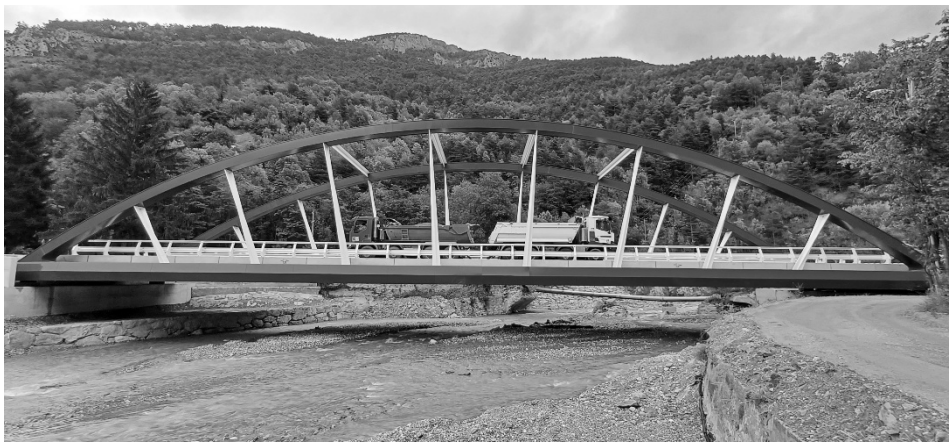


Fig. 1. Vista d'insieme dell'opera completata, durante le fasi di collaudo

Il progetto generale dell'opera è stato sviluppato dalla Direction Générale des Services Départementaux (Maîtrise d'Œuvre) per conto del Département des Alpes-Maritimes (Maîtrise d'Ouvrage). La progettazione esecutiva della carpenteria metallica è stata affidata a Seteco Ingegneria per conto di Giugliano Costruzioni Metalliche, responsabile della fabbricazione dell'opera. Le attività di progettazione hanno riguardato lo sviluppo esecutivo della carpenteria metallica, la progettazione dei dettagli costruttivi, le verifiche strutturali, il supporto tecnico alle fasi di montaggio, eseguite dall'impresa Simi, e la definizione e gestione delle prove di carico finali.

Di seguito sono riportate le principali soluzioni progettuali sviluppate nell'ambito della progettazione esecutiva della carpenteria metallica, con particolare attenzione ai dettagli di connessione tra archi, pendini e travi catena e alle verifiche di resistenza a fatica che hanno guidato la definizione dei nodi strutturali.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

2.1 La scelta della tipologia strutturale

Il Ponte dei 14 Archi è un ponte ad arco a spinta eliminata in acciaio, con impalcato a via inferiore, costituito da una campata unica di 55 m e larghezza complessiva pari a 11,60 m. Lo schema statico adottato prevede che le spinte orizzontali generate dagli archi vengano equilibrate dalle travi catena. L'impiego di appoggi in elastomero armato conferisce all'impalcato un comportamento isolato nei confronti dell'azione sismica, minimizzando le sollecitazioni orizzontali sulle sottostrutture.
La configurazione a campata unica è stata determinata principalmente dalle esigenze idrauliche dell'attraversamento. L'assenza di pile in alveo elimina infatti possibili ostacoli al deflusso delle piene e riduce il rischio di accumulo di materiale flottante, incrementando il livello di sicurezza dell'opera nei confronti degli eventi estremi che caratterizzano il bacino del torrente Roya.



Fig. 2. Vista tridimensionale della carpenteria metallica

2.2 Configurazione della carpenteria metallica

L'impalcato è costituito da due archi metallici verticali a sezione scatolare composta saldata, aventi dimensioni esterne pari a 980 mm di larghezza × 600 mm di altezza e freccia di circa 8,80 m,

disposti ai lati dell'impalcato con interasse pari a 10,60 m. Gli archi sono collegati tra loro mediante quattro profili composti saldati a T.
Le azioni vengono trasferite dagli archi alle due travi catena mediante sedici pendini metallici, otto per ciascuna fiancata, disposti con inclinazione rispetto all'orizzontale variabile tra circa 60° in prossimità delle spalle e circa 86° in corrispondenza della mezzeria. Le travi principali sono realizzate mediante sezioni composte saldate a doppio T, aventi dimensioni esterne pari a 850 mm di larghezza e 990 mm di altezza, collegate trasversalmente da traversi metallici disposti a passo costante pari a 2.75 m; i traversi intermedi sono realizzati a doppio T composto saldato ed i traversi di spalla sono realizzati a sezione scatolare.
La soletta collaborante in calcestruzzo armato, dello spessore medio di 28 cm, è gettata su predalles prefabbricate in calcestruzzo dello spessore di 12 cm e contribuisce al comportamento composito dei traversi dell'impalcato, garantendo una corretta ripartizione dei carichi.
La carpenteria metallica è stata interamente realizzata in acciaio S355, protetto mediante ciclo di verniciatura anticorrosivo, per un peso complessivo di circa 350 t.

2.3 I pendini: geometria e comportamento strutturale

Uno degli elementi maggiormente caratterizzanti la struttura è rappresentato dai pendini metallici, progettati come profili composti saldati a sezione cruciforme variabile lungo il loro sviluppo.

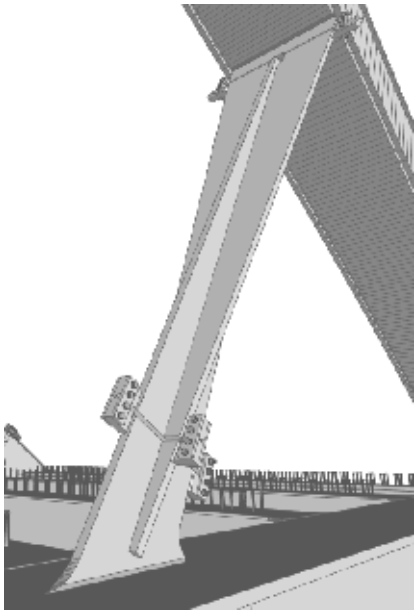


Fig. 3. Geometria del pendino e variazione della sezione lungo lo sviluppo

La geometria dei pendini è stata definita in funzione dell'effettiva distribuzione degli sforzi interni, adottando una rastremazione opposta nelle direzioni longitudinale e trasversale che consente di ottimizzare l'impiego del materiale e di ottenere una distribuzione delle tensioni maggiormente uniforme. Tale configurazione è stata sviluppata perseguendo non solo la riduzione del peso proprio della carpenteria, ma anche il miglioramento del comportamento strutturale dei dettagli di connessione e della risposta globale del sistema arco-catena.

Oltre a trasferire le azioni tra archi ed impalcato, i pendini contribuiscono infatti in misura significativa alla rigidezza complessiva della struttura, limitando gli spostamenti relativi tra gli elementi principali e consentendo di contenere l'altezza delle travi catena. La loro geometria variabile ha inoltre permesso di sviluppare dettagli di collegamento coerenti con il flusso delle tensioni, riducendo le concentrazioni locali e predisponendo condizioni favorevoli per il successivo dimensionamento a fatica dei nodi strutturali.
Il contributo di rigidezza offerto dai pendini realizzati secondo questa configurazione geometrica ha inoltre permesso di minimizzare la suscettibilità degli archi nei confronti dei fenomeni di instabilità globale, che generalmente risultano dimensionanti per questo tipo di elementi prevalentemente compressi.

3. PROGETTAZIONE ESECUTIVA DELLA CARPENTERIA METALLICA

3.1 Criteri progettuali

La progettazione esecutiva della carpenteria metallica ha rappresentato una fase determinante nello sviluppo dell'opera, traducendo il concept strutturale definito nel progetto generale in un insieme di dettagli costruttivi in grado di soddisfare contemporaneamente le esigenze di resistenza, durabilità, costruibilità e manutenibilità.
Particolare attenzione è stata dedicata ai nodi di connessione tra archi, pendini e travi catena, nei quali convergono elevate azioni concentrate e nei quali il comportamento a fatica assume un ruolo determinante per la vita utile della struttura.
Lo sviluppo dei dettagli costruttivi è stato guidato da alcuni criteri progettuali fondamentali:

- garantire la continuità del flusso delle tensioni tra gli elementi principali della struttura;
- limitare le concentrazioni di tensione nei punti maggiormente sollecitati;
- privilegiare dettagli costruttivi semplici e facilmente realizzabili in officina;
- minimizzare le lavorazioni e le saldature in opera;
- assicurare la possibilità di ispezione delle connessioni maggiormente sollecitate;
- conferire durabilità alla struttura garantendo la tenuta stagna degli elementi scatolari, proponendo adeguati processi costruttivi.

L'intero progetto è stato sviluppato secondo i requisiti della classe di esecuzione EXC3, prevedendo un livello di dettaglio costruttivo e di controllo coerente con l'importanza dell'opera e con le elevate prestazioni richieste in termini di sicurezza e durabilità.

3.2 Nodo di connessione tra pendino e trave catena

Tra tutti i dettagli sviluppati nell'ambito della progettazione esecutiva, il collegamento tra pendino e trave catena ha rappresentato quello maggiormente significativo sia dal punto di vista strutturale, sia dal punto di vista costruttivo.
In tale nodo vengono infatti trasferite le elevate azioni di trazione provenienti dai pendini, concentrate in una zona limitata della piattabanda superiore della trave catena. La progettazione del dettaglio ha quindi richiesto particolare attenzione alla distribuzione delle tensioni, al comportamento a fatica e alla semplicità realizzativa.
Il pendino, caratterizzato da una sezione cruciforme composta saldata variabile lungo il proprio sviluppo, termina inferiormente con una lamiera di lunghezza pari a circa 1 m, disposto in continuità con l'anima della trave catena (Fig.6). Tale configurazione consente di trasferire direttamente gli sforzi alle anime della sezione composta senza ricorrere a diaframmi interni o ulteriori elementi di irrigidimento.

Per favorire una graduale diffusione delle tensioni, il raccordo tra pendino e trave è stato opportunamente sagomato, incrementando progressivamente la larghezza della connessione e riducendo le concentrazioni di tensione nella zona di attacco.
Diversamente dalle restanti saldature di composizione della carpenteria, la connessione tra pendino e piattabanda superiore della trave catena, così come la saldatura di composizione della trave catena in corrispondenza del pendino, sono state realizzate mediante saldature a completa penetrazione. Tale scelta consente di garantire la continuità del percorso resistente e di migliorare il comportamento del dettaglio nei confronti delle azioni cicliche.
In considerazione degli sforzi di trazione che si generano nella suddetta connessione saldata "a T", la piattabanda superiore della trave catena è stata realizzata in acciaio di qualità Z25, riducendo il rischio di fenomeni di strappo lamellare.

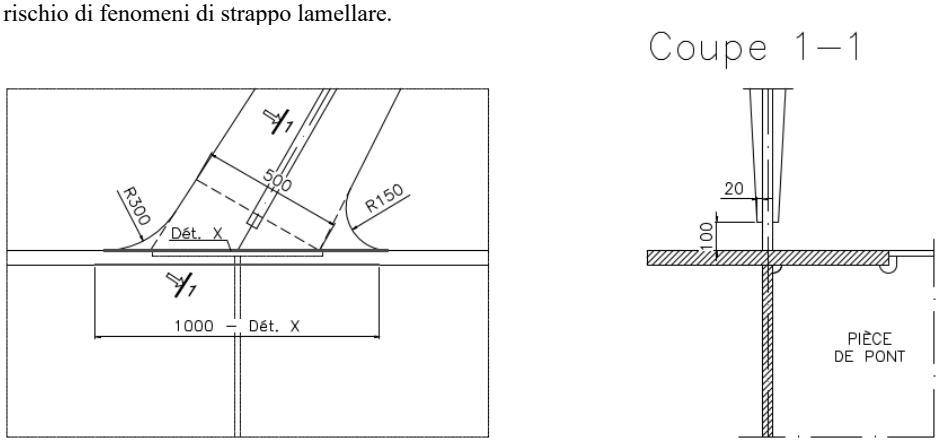


Fig. 4. Nodo di connessione pendino-trave catena.

3.3 Verifiche di resistenza a fatica del nodo pendino-catena

Come è noto, i dettagli di connessione dei pendini costituiscono uno degli aspetti più delicati nella progettazione dei ponti bow-string, in quanto soggetti ad elevate variazioni di tensione dovute ai carichi mobili.
La letteratura tecnica propone frequentemente soluzioni che prevedono l'interruzione della piattabanda superiore della trave catena, consentendo il collegamento diretto tra l'anima del pendino e quella della trave principale. Sebbene tale configurazione favorisca una trasmissione diretta degli sforzi, essa comporta un significativo incremento della complessità costruttiva, richiedendo lavorazioni aggiuntive, saldature particolarmente impegnative e controlli non distruttivi più estesi.
Nel progetto del Ponte dei 14 Archi si è pertanto perseguita una soluzione alternativa, mantenendo continua la piattabanda superiore della trave catena e verificando che il dettaglio risultasse comunque pienamente idoneo nei confronti della fatica.
Le verifiche sono state sviluppate secondo quanto previsto dalla UNI EN 1993-1-9 mediante il metodo dei coefficienti λ, considerando il modello di carico FLM3 previsto dalla UNI EN 1991-2. In via largamente cautelativa, il dettaglio è stato verificato assumendo una categoria di dettaglio pari a $\Delta\sigma_C = 36$ MPa, corrispondente ad una saldatura a parziale penetrazione efficace ai sensi del §4.7.3 della UNI EN 1993-1-8, nonostante il collegamento sia stato realizzato mediante saldatura a completa penetrazione.

A supporto delle verifiche normative è stato inoltre sviluppato un modello locale agli elementi finiti, finalizzato alla valutazione dello stato tensionale nella zona di connessione e alla verifica della corretta diffusione degli sforzi tra pendino, piattabanda e anime della trave principale.

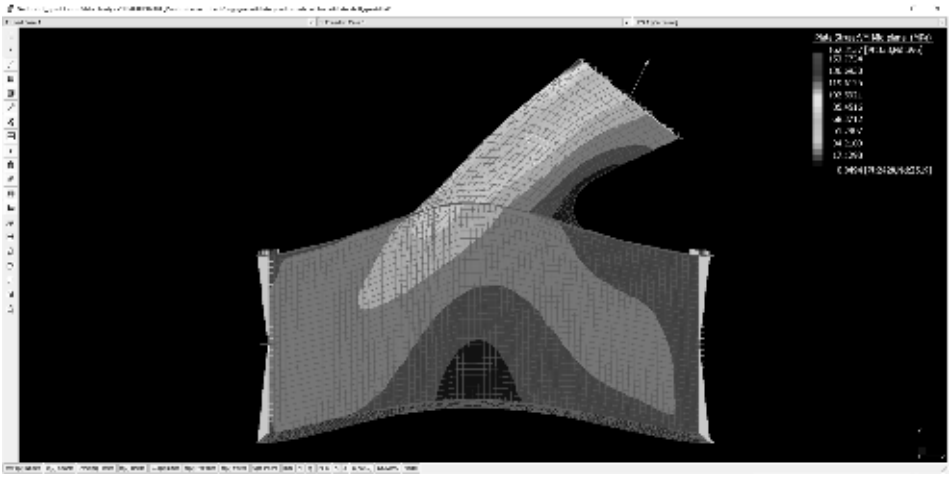


Fig. 5. Modello FEM locale del nodo pendino-catena e distribuzione delle tensioni

3.4 Nodo di connessione tra pendino e arco

Analoga attenzione progettuale è stata dedicata al collegamento superiore tra pendino e arco.
In corrispondenza dell'attacco all'arco il pendino assume una configurazione differente rispetto al nodo inferiore, trasformandosi in una piastra disposta trasversalmente rispetto all'asse del cassone. Per garantire la continuità del flusso delle tensioni, tale piastra è stata collegata mediante saldatura a completa penetrazione testa a testa ad un irrigidimento trasversale interno al cassone dell'arco. L'irrigidimento è stato opportunamente prolungato all'esterno della sezione scatolare per circa 100 mm, costituendo l'elemento di collegamento tra il pendino e l'arco e consentendo al tempo stesso la completa ispezionabilità della connessione saldata.
La soluzione adottata permette di trasferire direttamente le azioni ai diaframmi interni del cassone dell'arco, favorendo la continuità di trasmissione degli sforzi ed evitando eventuali flessioni locali.

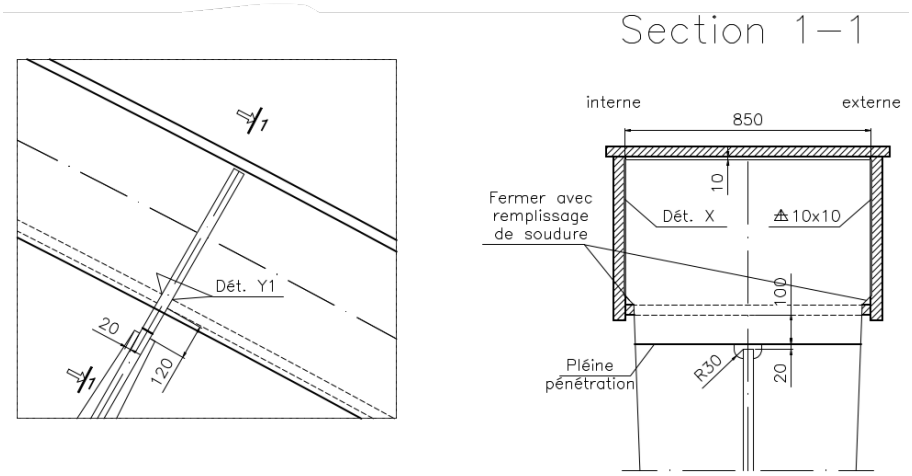


Fig. 6. Nodo di connessione pendino-arco

3.5 Costruibilità e fabbricazione della carpenteria metallica

Parallelamente agli aspetti prettamente strutturali, la progettazione esecutiva ha perseguito una costante ottimizzazione della costruibilità dell'opera.
L'intera carpenteria è stata suddivisa in conci di dimensioni compatibili con il trasporto su strada, limitando le lavorazioni in cantiere e concentrando in officina la quasi totalità delle operazioni di assemblaggio e saldatura.
La definizione dei dettagli costruttivi è stata inoltre orientata a ridurre, ove staticamente consentito, il ricorso a saldature eseguite in opera, privilegiando lavorazioni realizzabili in ambiente controllato. Tale scelta ha consentito di incrementare la qualità esecutiva, semplificare le attività di controllo richieste dalla classe di esecuzione EXC3 e migliorare l'affidabilità complessiva del processo costruttivo.
Tra gli aspetti che hanno maggiormente influenzato lo sviluppo dei dettagli costruttivi rientra la progettazione ai fini della durabilità.
La presenza di elementi scatolari saldati, come i traversi di spalla e gli archi, ha infatti richiesto un'attenta definizione delle sequenze di assemblaggio e delle modalità di esecuzione delle saldature, al fine di garantire la completa tenuta stagna delle cavità interne, non più accessibili una volta ultimata la fabbricazione. Tale approccio ha consentito di minimizzare il rischio di fenomeni corrosivi interni, incrementando la durabilità della carpenteria.
L'attenzione dedicata agli aspetti di fabbricazione e durabilità conferma come la progettazione esecutiva della carpenteria metallica non possa limitarsi al solo dimensionamento strutturale, ma debba integrare sin dalle prime fasi anche le esigenze di produzione, protezione dalla corrosione, ispezionabilità e manutenzione dell'opera.

4. SUPPORTO TECNICO ALLE FASI DI MONTAGGIO

La progettazione esecutiva della carpenteria metallica è stata accompagnata da un'attività di supporto tecnico alle fasi di montaggio, svolta da Seteco Ingegneria in collaborazione con l'impresa incaricata dell'assemblaggio della struttura.

L'attività non ha riguardato la progettazione delle operazioni di varo, bensì la verifica delle principali configurazioni provvisorie previste durante le fasi di movimentazione e assemblaggio dei conci metallici, al fine di garantire la coerenza tra le ipotesi progettuali e le effettive condizioni di cantiere. La movimentazione dell'impalcato è avvenuta mediante quattro carrelloni SPMT, posizionati in corrispondenza delle travi catena al di sotto dei pendini di estremità. Sono state di conseguenza effettuate le verifiche tensionali nelle condizioni provvisorie appena descritte, garantendo un adeguato livello di sicurezza. L'attività svolta ha consentito di supportare le scelte operative dell'impresa esecutrice, confermando l'importanza del coinvolgimento del progettista esecutivo anche durante la realizzazione dell'opera.



Fig. 7. Fase di movimentazione della carpenteria metallica mediante SPMT

5. PROVE DI CARICO E COLLAUDO

A completamento delle attività di progettazione e realizzazione della struttura, Seteco Ingegneria ha infine curato la definizione e la gestione delle prove di carico finalizzate al collaudo statico del ponte.

Le prove sono state sviluppate sulla base delle configurazioni di carico individuate mediante il modello numerico dell'opera, selezionando gli schemi maggiormente rappresentativi delle condizioni di esercizio e delle principali sollecitazioni previste per la struttura.

Nel corso delle prove sono stati rilevati spostamenti e deformazioni in corrispondenza delle sezioni maggiormente significative dell'impalcato, confrontando i valori sperimentali con quelli ottenuti dalle analisi numeriche sviluppate in fase di progettazione.

Il confronto tra risultati sperimentali e previsionali ha evidenziato un comportamento coerente con il modello strutturale adottato, confermando la risposta globale attesa della struttura.

L'esito positivo delle prove di carico ha costituito la validazione finale dell'intero processo progettuale, confermando la piena rispondenza dell'opera ai requisiti di sicurezza e funzionalità previsti dal progetto.



Fig. 8. Prove di carico del ponte

6. CONCLUSIONI

Il nuovo Ponte dei 14 Archi di Tenda rappresenta un esempio significativo di come la progettazione esecutiva della carpenteria metallica possa assumere un ruolo determinante nello sviluppo di un'opera infrastrutturale complessa, contribuendo in maniera sostanziale non solo alla definizione dei dettagli costruttivi, ma anche alla costruibilità, alla durabilità e all'affidabilità complessiva della struttura. Nel caso in esame, particolare attenzione è stata dedicata alla progettazione dei collegamenti tra archi, pendini e travi catena, sviluppando dettagli costruttivi capaci di garantire la continuità del flusso delle tensioni, limitarne le concentrazioni locali e soddisfare i requisiti di resistenza a fatica senza ricorrere a soluzioni costruttive particolarmente onerose.
Le verifiche condotte hanno consentito di dimostrare l'idoneità delle soluzioni adottate anche mediante approcci cautelativi, confermando come un'attenta progettazione dei dettagli possa rappresentare un'efficace alternativa a configurazioni costruttive più complesse frequentemente proposte in letteratura. L'esperienza maturata evidenzia inoltre l'importanza di un processo progettuale integrato, nel quale progettista, costruttore e impresa di montaggio collaborano sin dalle prime fasi di sviluppo dell'opera. Tale approccio consente infatti di affrontare congiuntamente gli aspetti strutturali, tecnologici ed esecutivi, migliorando la qualità complessiva del progetto e riducendo le criticità durante la realizzazione. L'intervento costituisce pertanto un esempio di come la progettazione esecutiva della carpenteria metallica possa contribuire in maniera determinante al conseguimento degli obiettivi prestazionali dell'opera, traducendo il concept strutturale in una soluzione concretamente realizzabile, durevole e verificabile.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia Giugliano Costruzioni Metalliche S.r.l. per le immagini fotografiche.

KEYWORDS

Steel structures, arch bridges, bow-string, fatigue, FEM, CTA 2026

IL PONTE METALLICO "PI565" DELLO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI CADARACHE

THE "PI565" STEEL BRIDGE OF THE CADARACHE MOTORWAY INTERCHANGE

Simone Varni, Paolo Maestrelli, Paolo Mazzitelli
Seteco Ingegneria S.r.l. – via Fieschi 9, Genova
ufficiotecnico@setecoge.it

ABSTRACT

Motorway interchange no. 17 of Cadarache along the A51, in Provence north of Marseille, was upgraded to improve the safety and fluidity of the connections towards Saint-Paul-lez-Durance and the CEA and ITER centres. In this context, the PI565 bridge represents the key element of the new access to the Route Départementale 952, allowing the canal to be crossed and the motorway exit to be connected to the industrial and scientific areas.
Seteco Ingegneria carried out, for Giugliano Costruzioni Metalliche and on behalf of VINCI Autoroutes, the detailed design of the steel structure, the assembly phases in collaboration with Couturier, and the management of the load testing.
The structure is a single-span bridge of 58 m with a strongly curved deck, with a minimum radius of approximately 40 m, and a significant torsional response. The structure is a through bridge with two watertight lateral steel box girders, double-T crossbeams and a composite concrete slab.
The positioning of the deck, approximately 450 t, was carried out through successive high-precision phases: transport on self-propelled trailers, a combined trailer-crane configuration, and final lifting with two mobile cranes of 750 t and 650 t capacity.

SOMMARIO

Lo svincolo autostradale n°17 di Cadarache lungo l'A51, in Provenza a nord di Marsiglia, è stato potenziato per migliorare sicurezza e fluidità dei collegamenti verso Saint-Paul-lez-Durance e i poli CEA e ITER. In tale contesto, il ponte PI565 costituisce l'elemento chiave del potenziamento dell'accesso alla Route Départementale 952, consentendo di scavalcare il canale e collegare l'uscita autostradale alle aree produttive e scientifiche.

Seteco Ingegneria ha curato, per Giugliano Costruzioni Metalliche e per conto di VINCI Autoroutes, il progetto esecutivo della carpenteria metallica, le fasi di montaggio in collaborazione con Couturier e la gestione del collaudo.
L'opera è una campata unica da 58 m con impalcato fortemente curvilineo, raggio minimo circa 40 m, e significativa risposta torsionale. La struttura è un ponte a via inferiore con due cassoni metallici laterali stagni, traversi a doppio T e soletta in calcestruzzo collaborante.
La posa dell'impalcato, di circa 450 t, è avvenuta attraverso fasi successive ad alta precisione: trasporto su carrelloni, schema misto carrellone-gru e sollevamento finale con due autogru da 750 t e 650 t.

1 INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO E RUOLO DEL PONTE PI565

Lo svincolo autostradale n°17 di Cadarache lungo l'A51, in Provenza, poco a nord di Marsiglia, è stato oggetto di un intervento di potenziamento finalizzato a ridurre la congestione e aumentare la sicurezza, migliorando la connessione verso Saint-Paul-lez-Durance e verso i poli CEA e ITER, centri internazionali di ricerca sulla fusione nucleare. L'opera si inserisce in un nodo viario particolarmente sollecitato, caratterizzato da importanti flussi pendolari e logistici verso il polo scientifico-industriale di Cadarache, con traffico medio dell'ordine di 12.000 veicoli/giorno. Il progetto complessivo ha previsto la realizzazione di una corsia supplementare alla barriera di esazione, un nuovo collegamento diretto verso la viabilità locale e un nuovo assetto dell'intersezione sulla Route Départementale 952, con l'obiettivo di rendere più fluida la distribuzione dei traffici nelle ore di punta.



Fig. 1. Vista d'insieme dell'area di cantiere a lavori conclusi

All'interno di questo sistema, il ponte PI565 costituisce l'elemento strutturale principale del nuovo collegamento: consente di scavalcare il canale senza interferire con l'infrastruttura idraulica e di connettere in modo più diretto l'uscita autostradale alla RD952 e alle aree produttive e scientifiche. L'attraversamento del canale rappresenta quindi il passaggio strutturalmente e costruttivamente più significativo del nuovo accesso, poiché permette di separare il nuovo flusso veicolare dalle interferenze esistenti e di garantire un collegamento diretto verso la "Porte de la Cité" e l'area occidentale del sito CEA.

Nell'ambito dell'intervento promosso da VINCI Autoroutes, Seteco Ingegneria ha curato il progetto esecutivo della carpenteria metallica per conto del carpentiere Giugliano Costruzioni Metalliche, oltre al progetto delle fasi di montaggio, sviluppato in collaborazione con la società di sollevamento Couturier, e alla definizione e gestione del collaudo della struttura. Il lavoro del progettista non si è quindi limitato al dimensionamento dell'opera nella sua configurazione definitiva, ma ha riguardato anche la cantierizzazione, la verifica delle configurazioni provvisorie, l'interazione con i mezzi di trasporto e sollevamento e la coerenza tra progetto strutturale, vincoli geometrici e modalità esecutive effettivamente realizzabili.

2 DESCRIZIONE DELL'IMPALCATO



Fig. 2. Vista del ponte nell'area di assemblaggio

L'opera si sviluppa in campata unica da 58 m, con impalcato fortemente curvilineo caratterizzato da un raggio minimo di circa 40 m. Tale geometria, con raggi molto contenuti rispetto alla luce dell'opera, costituisce una delle peculiarità principali del ponte: oltre alla flessione, introduce una componente torsionale significativa e condiziona la distribuzione delle azioni verticali, la configurazione degli appoggi e il controllo delle deformazioni. La larghezza corrente dell'impalcato è pari a 11,65 m, ma in prossimità della spalla C1 la sezione viene sensibilmente allargata per compensare gli effetti della torsione e limitare il rischio di sollevamento sugli appoggi interni alla curva. La scelta della campata unica consente inoltre di superare il canale senza appoggi intermedi in alveo o in prossimità dell'infrastruttura idraulica, riducendo le interferenze e concentrando la risposta strutturale sull'impalcato metallico.

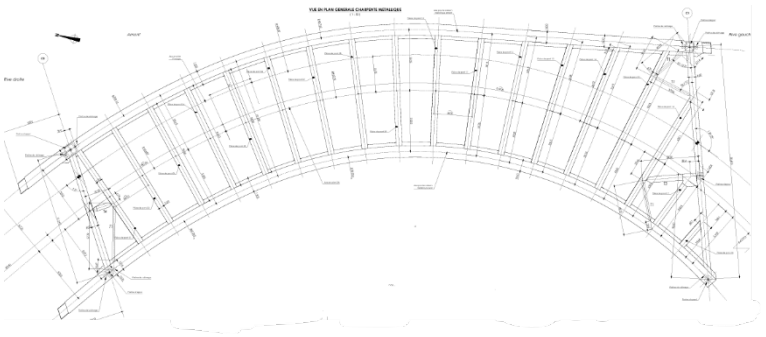


Fig. 3. Elaborato di progetto: vista in pianta carpenteria metallica

La configurazione degli appoggi è direttamente legata alla geometria variabile dell'impalcato e alla maggiore larghezza in corrispondenza della spalla C1. Oltre ai quattro appoggi elastomerici disposti sotto le travi principali, è stato infatti previsto un appoggio intermedio sotto il traverso di spalla, al di sotto della carreggiata. La soluzione complessiva, con due dispositivi in spalla C0 e tre in C1, consente di assecondare gli spostamenti imposti e contribuisce a ridurre la domanda sismica trasferita alle sottostrutture, mantenendo al tempo stesso un comportamento robusto nelle condizioni eccezionali.

Dal punto di vista tipologico, la scelta strutturale è quella di un ponte a via inferiore supportato da due cassoni metallici laterali in acciaio, chiusi e stagni per ragioni di durabilità. Questa configurazione consente di collocare le travi principali ai lati della piattaforma stradale, trasformando i cassoni in elementi al tempo stesso strutturali e architettonici, capaci di garantire elevata rigidezza torsionale e un'immagine pulita, particolarmente adatta a una campata unica in curva. La chiusura stagna dei cassoni rappresenta inoltre una scelta importante per la durabilità, poiché limita l'esposizione delle superfici interne, che non devono essere rese ispezionabili e non necessiteranno nel tempo di interventi di ri-verniciatura, semplificando la gestione nel tempo di un'opera collocata in ambiente fluviale.

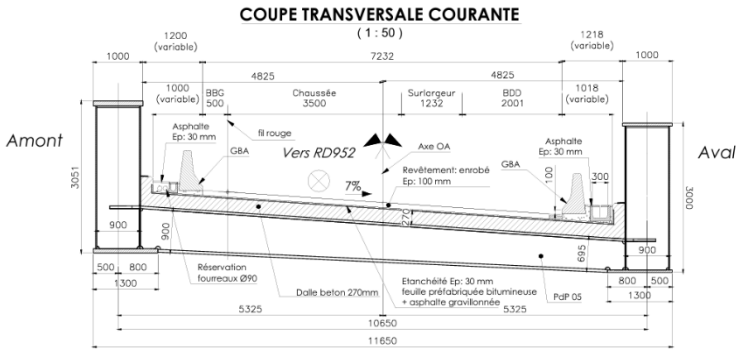


Fig. 4. Elaborato di progetto: sezione trasversale tipica

I due cassoni laterali non sono identici: il cassone lato valle mantiene altezza costante pari a 3,0 m, mentre quello lato monte ha altezza variabile tra 3,0 m e 3,60 m. Tale asimmetria non rappresenta una semplice conseguenza geometrica, ma una scelta progettuale mirata a combinare

comportamento strutturale, inserimento architettonico e continuità visiva con il viadotto esistente adiacente, le cui geometrie vengono richiamate sul lato esterno curva per migliorare l'integrazione complessiva nel nodo infrastrutturale.

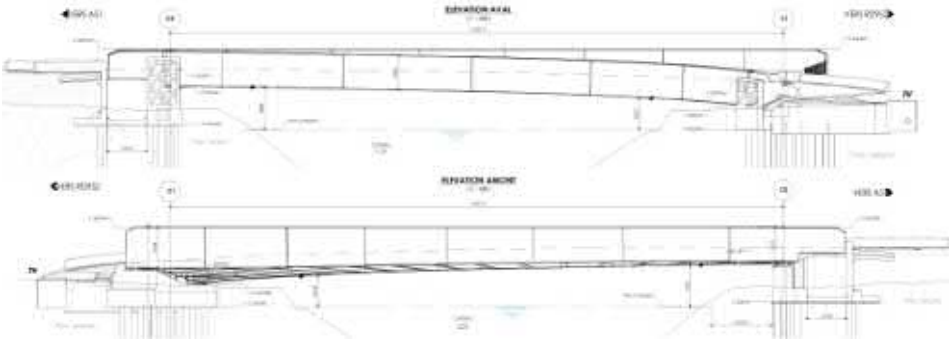


Fig. 5. Elaborato di progetto: profilo delle due travi a cassone

La gestione degli effetti torsionali ha richiesto ulteriori accorgimenti dedicati. Oltre all'allargamento dell'impalcato in prossimità della spalla C1, una porzione del cassone in sbalzo lato interno curva, in corrispondenza della spalla C0, è stata zavorrata mediante riempimento in calcestruzzo. Tale soluzione costituisce un vero e proprio bilanciamento locale dell'impalcato, volto a contrastare la tendenza al sollevamento degli appoggi interni alla curva nelle combinazioni più sfavorevoli. La risposta dell'opera è quindi governata dall'equilibrio tra geometria, rigidezza torsionale dei cassoni, disposizione degli appoggi e massa aggiuntiva localizzata.
La piattaforma è completata da traversi in sezione a doppio T collegati a una soletta in calcestruzzo di 27 cm, ottenendo un comportamento misto acciaio-calcestruzzo in direzione trasversale. Questa impostazione consente di trasferire efficacemente i carichi della piattaforma verso i cassoni laterali, migliorando la ripartizione delle azioni e la risposta locale in esercizio. La risposta globale longitudinale resta invece governata principalmente dai cassoni metallici, mantenendo una struttura relativamente leggera e compatibile con le esigenze di prefabbricazione, trasporto e posa.

3 FASI DI VARO E POSA IN OPERA

Parallelamente alla progettazione esecutiva dell'opera definitiva, particolare attenzione è stata dedicata alle fasi costruttive, sviluppate attraverso un confronto iterativo e continuo con il montatore Couturier. La forte curvatura dell'impalcato, la presenza del viadotto esistente adiacente, le limitazioni di accesso al cantiere e l'attraversamento del canale hanno infatti reso il progetto di montaggio parte integrante del processo di progettazione strutturale.
Le fasi di movimentazione sono state impostate come una sequenza controllata di configurazioni provvisorie, ciascuna verificata in funzione della posizione del baricentro, dei punti di presa, delle reazioni temporanee e delle condizioni operative di trasporto e sollevamento.
In una prima fase l'impalcato è stato movimentato su carrelloni lungo l'argine del canale, fino a raggiungere l'area di stazionamento temporaneo nelle adiacenze della posizione definitiva.



Fig. 6. L'impalcato in area di assemblaggio sollevato su carrelloni per il successivo trasporto



Fig. 7. Trasporto su carrelloni lungo l'argine

La fase successiva, particolarmente delicata, ha previsto uno schema misto gru-carrellone: la parte posteriore dell'impalcato, corrispondente alla zona di maggiore larghezza e quindi più pesante, è stata presa in carico da una gru di 750t di portata mediante due golfari appositamente predisposti, mentre la parte anteriore è rimasta appoggiata e guidata da un carrellone destinato ad attraversare il viadotto esistente.
Questa configurazione ha richiesto particolare attenzione, perché il transito sul viadotto esistente doveva avvenire in condizioni quasi statiche, evitando incrementi dinamici delle azioni trasmesse.
Proprio per rendere controllabile e verificabile tale fase, è stata curata con precisione la distribuzione degli scarichi: la gru assorbiva indicativamente circa due terzi del peso dell'impalcato, mentre il carrellone riceveva la reazione anteriore attraverso un unico punto di appoggio, posizionato lungo l'asse baricentrico.
Tale scelta consentiva di evitare effetti di ribaltamento e, grazie a uno schema sostanzialmente isostatico con rotazioni libere, di determinare in modo affidabile lo scarico trasmesso al viadotto esistente.



Fig. 8. Fase intermedia: gru + carrellone su impalcato esistente



Fig. 9. Dettaglio del passaggio sul viadotto esistente



Fig. 10. La seconda gru che attende l'arrivo dell'impalcato

Una volta superato il viadotto esistente e raggiunta la configurazione utile alla posa definitiva, l'estremità anteriore dell'impalcato, fino a quel momento appoggiata e guidata dal carrellone, è stata presa in carico dalla seconda autogru, di portata pari a 650 t. L'impalcato è stato quindi trasferito dalla configurazione mista gru-carrellone alla configurazione finale con doppia gru: la gru da 750 t, già impegnata sul retro nella zona più pesante dell'allargamento, e la gru da 650 t sull'estremità opposta. La carpenteria, del peso di oltre 430 t, è stata infine calata sugli appoggi definitivi con una manovra lenta e controllata, condotta centimetro per centimetro.
La complessità del varo non è stata quindi legata soltanto alla massa sollevata e alle dimensioni dei mezzi impiegati, ma soprattutto alla necessità di coordinare geometria fortemente curva, ingombri ridotti, interferenze con le opere esistenti, sicurezza degli operatori e precisione finale di posa. In questo senso, il progetto delle fasi provvisorie ha costituito un elemento essenziale del lavoro svolto, al pari della progettazione dell'opera nella sua configurazione definitiva.



Fig. 11. Fase di sollevamento con doppia gru in notturna

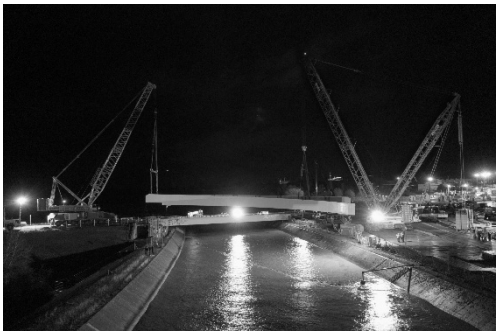


Fig. 12. Inizio discesa controllata sugli apparecchi di appoggio definitivi

4 REALIZZAZIONE DELLA SOLETTA

Completate le operazioni di varo e posa della carpenteria metallica, la realizzazione della soletta ha rappresentato una fase altrettanto significativa per la particolarità geometrica dell'impalcato. La soletta non presentava infatti un andamento piano e regolare, ma una geometria variabile nello spazio, condizionata sia dal tracciato curvilineo dell'opera, caratterizzato da raggi di curvatura differenti, sia dal diverso andamento altimetrico dei due cassoni laterali.
Per rispondere a tali vincoli è stata adottata una soluzione mista, con elementi prefabbricati disposti tra i traversi metallici e fasce armate di completamento gettate in opera. Questa impostazione ha consentito di sfruttare i vantaggi della prefabbricazione, riducendo casserature e quantità di calcestruzzo da gettare in cantiere, mantenendo al tempo stesso la flessibilità necessaria per seguire l'andamento tridimensionale dell'impalcato e garantire la continuità della soletta collaborante.



Fig. 13. Disposizione degli elementi prefabbricati e delle armature della soletta



Fig. 14. Getto in opera delle fasce di completamento della soletta

5 PROVE DI CARICO E VALIDAZIONE FINALE

Il percorso progettuale si è completato con la definizione e gestione delle prove di carico, finalizzate a confrontare la risposta reale della struttura con il comportamento previsto dal modello. In coerenza

con la geometria dell'opera, le configurazioni di prova sono state impostate non solo per valutare la risposta flessionale, ma anche per evidenziare gli effetti torsionali e le deformazioni indotte dalla posizione dei carichi rispetto alla curva. Le prove statiche e dinamiche hanno quindi rappresentato il momento conclusivo di validazione dell'intero processo, dal modello di calcolo alla realizzazione in cantiere.

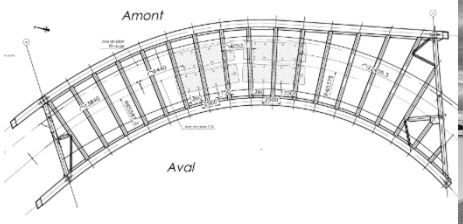


Fig. 15. Schema di disposizione dei mezzi per le prove di carico



Fig. 16. Esecuzione in sito delle prove

Nel complesso, il ponte PI565 rappresenta un'infrastruttura strategica: un'opera compatta, fortemente caratterizzata dalla curvatura, concepita con attenzione congiunta a prestazioni strutturali, durabilità, costruibilità e logistica. Il valore dell'intervento risiede proprio nell'integrazione tra concezione strutturale, vincoli funzionali dello svincolo, inserimento rispetto all'opera esistente, controllo degli effetti torsionali in esercizio e progettazione delle fasi provvisorie. Per queste ragioni, il PI565 costituisce un caso significativo di ponte metallico curvo a via inferiore, nel quale il progetto esecutivo della carpenteria e il progetto di montaggio sono stati sviluppati come parti strettamente connesse di un unico processo ingegneristico.



Fig. 17. Vista dall'alto del ponte in esercizio

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano Giugliano Costruzioni Metalliche S.r.l., VINCI Autoroutes e Couturier per le immagini fotografiche.

REFERENCES

[1] VINCI Autoroutes, “A51: la charpente métallique du pont a été posée à Cadarache”, 21 febbraio 2024, articolo online.
[2] VINCI, “Mise en service de l’échangeur autoroutier de Cadarache”, 14 ottobre 2024, articolo online.

KEYWORDS

ponte metallico curvo, via inferiore, cassoni stagni, torsione, appoggi elastomerici, struttura mista, varo, autogru, carrelloni, prove di carico

IL NUOVO PONTE SUL FIUME SANTERNO IN LOCALITA' CARSEGGIO 10 ANNI DOPO L'ALLUVIONE DEL 2014

THE NEW BRIDGE OVER THE SANTERNO RIVER IN CARSEGGIO AREA 10 YEARS AFTER THE 2014 FLOOD

Fabio Dall'Aglio
DMN Ingegneria
Bologna, Italia
info@dmningegneria.com

Gianni Neri
Alessandra Sanguinetti
DMN Ingegneria
Bologna, Italia
info@dmningegneria.com

ABSTRACT

Via Macerato is a municipal road located within the territory of the Municipality of Casalfiumanese, in the Province of Bologna. It branches off westward from the SP 610 Selice Montanara shortly before the town of Castel del Rio (known for the remarkable Ponte degli Alidosi, dating back to the early sixteenth century) and crosses the Santerno River, providing a connection between the left bank of the river and the main road network. Following the flood events of September 2014, the existing bridge, a conventional four-span reinforced-concrete structure composed of precast girders and supported by three piers located within the riverbed, collapsed. It was subsequently replaced, as an emergency measure, by a temporary ford crossing, which was frequently submerged during periods of high river discharge. Construction of the new bridge commenced at the end of 2023. The structure was completed, load-tested, and opened to traffic in January 2025. The new crossing consists of a single-span bridge with a clear span of 65 m and no intermediate supports within the river channel. The bridge is a steel through-arch structure with a reinforced-concrete deck slab.

SOMMARIO

La via Macerato è una Strada Comunale all'interno del territorio del Comune di Casalfiumanese, in provincia di Bologna, che dalla Strada Provinciale ex Strada Statale 610 Selice Montanara si stacca in direzione ovest poco prima dell'abitato di Castel del Rio (noto per il mirabile ponte ad arco degli Alidosi risalente agli inizi del XVI secolo) ed attraversa il Fiume Santerno rendendo possibile il collegamento del versante in sinistra idraulica del fiume con la viabilità principale.
A seguito degli eventi alluvionali del settembre 2014 il ponte esistente, una classica struttura a travi prefabbricate in c.a. a 4 campate con 3 pile in alveo, è collassato ed è stato sostituito in via emergenziale da un guado provvisorio spesso sommerso dalla corrente fluviale.

A fine 2023 sono iniziati i lavori di costruzione del nuovo ponte, collaudato ed aperto al traffico nel gennaio 2025, costituito da un'unica campata di 65 metri di luce senza pile in alveo.
Si tratta di un ponte ad arco a via inferiore in acciaio con soletta in calcestruzzo, sismicamente protetto mediante isolatori elastomerici con spalle tradizionali in c.a. fondate su pali di grande diametro.

1 INTRODUZIONE

Il nuovo ponte sul Fiume Santerno è costituito da un'unica campata di 65 metri di luce senza pile in alveo. Si tratta di un ponte ad arco a via inferiore in acciaio (tipologia nota anche come travata Langer), che accoglie una strada con larghezza utile del pavimentato pari a 5.00m e due marciapiedi laterali da 1.20m, per una larghezza complessiva di 9.50m.
La struttura metallica è costituita da due archi a sezione circolare cava inclinati di 6° rispetto alla verticale, caratterizzati da una freccia di 10.00m, e da due travi longitudinali inferiori con sezione a doppio T di altezza 1.50m poste ad interasse di 9.50m, che fungono da sistema irrigidente e da catena per gli archi.



Fig. 1. Il nuovo ponte sul Fiume Santerno in Comune di Casalfiumanese

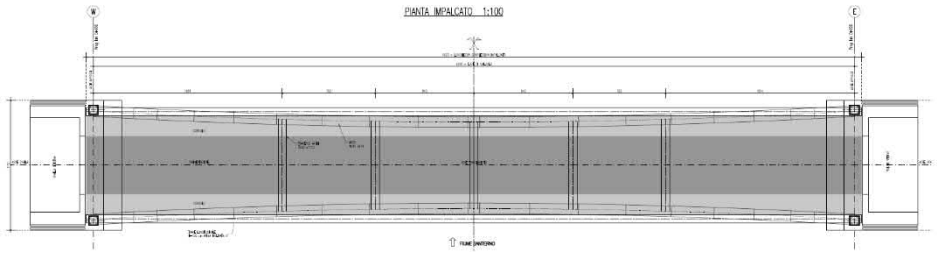


Fig. 2. Pianta dell'impalcato

Gli archi sono collegati tra loro mediante cinque traversi tubolari, le travi principali sono collegate da traversi con sezioni a doppio T che assolvono anche la funzione di sostegno della soletta in calcestruzzo (collaborante con i traversi stessi), disposti con interasse di 3.61m.

Gli elementi di sospensione, i pendini, hanno una geometria radiale rispetto l'arco e sono costituiti da elementi tubolari di diametro 139.7mm.
La soletta in calcestruzzo armato gettata su lastre tralicciate autoportanti anch'esse metalliche presenta uno spessore complessivo di 240mm eccetto che nelle zone terminali, in prossimità dei traversi di spalla, dove lo spessore aumenta fino a 340mm per garantire una corretta collaborazione con la struttura in acciaio. Il sistema travi principali/traversi/soletta funge infatti da catena degli archi e la soletta stessa si caricherà in trazione per effetto di pavimentazione e traffico, ovvero di tutti i carichi che intervengono nella storia della struttura a maturazione del getto avvenuta.
Le spalle dell'opera, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano una pianta rettangolare e si appoggiano su due palificate di fondazione costituite da tre file di pali Ø1000 mm che trovano, ad una profondità variabile tra 10m e 14m, un substrato roccioso di ottime caratteristiche meccaniche.
L'impalcato è sismicamente protetto essendo vincolato alle sottostrutture mediante l'adozione di quattro isolatori elastomerici in neoprene armato.
La scelta della tipologia strutturale si è orientata verso l'arco benchè la luce non sia eccezionale, a causa dei vincoli idraulici e delle condizioni orografiche al contorno: il rispetto del franco sulla piena 200-ennale e l'ambiente montano in cui si inserisce l'opera che presenta una parete rocciosa a meno di 20m dalla spalla in sinistra idraulica, determinano una livelletta stradale, significativamente modificata rispetto l'esistente che presentava una quota fortemente interferente con i livelli di piena previsti, che ha richiesto il massimo sforzo per contenere lo spessore dell'impalcato. L'innalzamento della livelletta all'intersezione con il fiume richiede infatti un raccordo altimetrico con pendenza longitudinale importante in sinistra idraulica per ricollegarsi alla viabilità senza interferire con una abitazione molto prossima al manufatto ed alla sponda fluviale.
Il Progetto Esecutivo prevedeva l'assemblaggio completo della struttura metallica in una zona opportunamente protetta a lato dell'alveo e poi una rototraslazione sulle sottostrutture senza opere di sostegno provvisorie in alveo per scongiurare potenziali pericoli derivanti dal regime fortemente torrentizio del Fiume Santerno.
In fase esecutiva l'impresa ha optato per un assemblaggio in sito avvenuto durante il periodo estivo, con due supporti provvisori posizionati a lato dell'alveo di magra.
La costruzione dell'opera è stata condotta dall'impresa Zini Elio S.r.l., le carpenterie metalliche sono state realizzate dalla carpenteria Scandiuzzi S.p.A.

2 L'ALLUVIONE DEL 2014

Gli eventi alluvionali del settembre 2014 hanno causato il collasso della struttura esistente costruita ad una quota inadatta al regime fortemente torrentizio del Fiume Santerno che comporta facilmente eventi di piena con grandi quantità di trasporto solido.
I danneggiamenti furono causati dalla spinta idraulica sull'impalcato e dallo scalzamento della fondazione superficiale delle pile poste in alveo.
Nelle immagini che seguono si intuisce il grave danneggiamento occorso alle strutture e le complicate operazioni di evacuazione della popolazione residente in sinistra idraulica.

3 LE OPERE EMERGENZIALI PROVVISORIE

Per rispristinare il collegamento tra la viabilità provinciale ed il territorio in sinistra idraulica fu realizzato dalla Protezione Civile in via emergenziale un primo guado provvisorio, costituito da 6 manufatti prefabbricati in cemento armato affiancati, che presentava una generosa sezione idraulica tuttavia insufficiente a garantire il deflusso di eventi di piena.
Effettivamente a seguito di un nuovo evento di piena del Fiume Santerno anche questa struttura venne gravemente danneggiata, sino a renderla impraticabile.





Fig. 3 e 4. Il ponte subito dopo il passaggio della piena (a sx) e l'evacuazione della popolazione residente in sinistra idraulica (a dx)



Fig. 5. La struttura esistente collassata, poi demolita

Fu quindi sostituita da un secondo guado provvisorio concepito in maniera del tutto differente.
Il nuovo guado, realizzato con una serie di tubi prefabbricati in calcestruzzo di diametro compreso tra 80cm e 120cm sormontati da una soletta gettata in opera, è tuttora praticabile in attesa di essere demolito. Presenta una sezione idraulica piuttosto modesta in grado di garantire il deflusso della corrente solo per portate idrauliche ridotte, ma la conformazione massiccia ed il profilo basso rendono possibile il sormonto della struttura da parte della corrente senza generare danneggiamenti.



Fig. 6. Il primo guado provvisorio



Fig. 7. Il secondo guado provvisorio

Naturalmente il profilo basso è soggetto a frequenti allagamenti, come visibile nella fotografia scattata in un periodo mediamente piovoso, e quindi il collegamento della sponda sinistra è stato assai frequentemente interrotto negli anni di esercizio del guado stesso.
Nell'immagine precedente la linea rossa indica, in via approssimata, la quota stimata della piena 200-ennale in corrispondenza del guado.

4 STUDIO IDRAULICO

Il nuovo ponte è stato progettato a campata unica, senza strutture in alveo, per ottemperare alle indicazioni dell'assetto normativo vigente.
Per individuare la quota della piena 200-ennale in corrispondenza del ponte da ricostruire è stato condotto uno studio idraulico dell'asta del fiume basato sul rilievo della morfologia del terreno e sulle registrazioni storiche di portata del Fiume Santerno.

Lo studio idraulico ha evidenziato una quota di piena sensibilmente maggiore di quella del franco garantito dall'impalcato del ponte collassato. Tale constatazione ha orientato la progettazione della nuova opera verso una tipologia che consentisse di contenere lo spessore dell'impalcato.
La soluzione ad arco a via inferiore è stata scelta tra diverse opzioni tutte a via di corsa inferiore, anche a seguito di richieste della Regione Emilia-Romagna che ha finanziato l'esecuzione dei lavori.

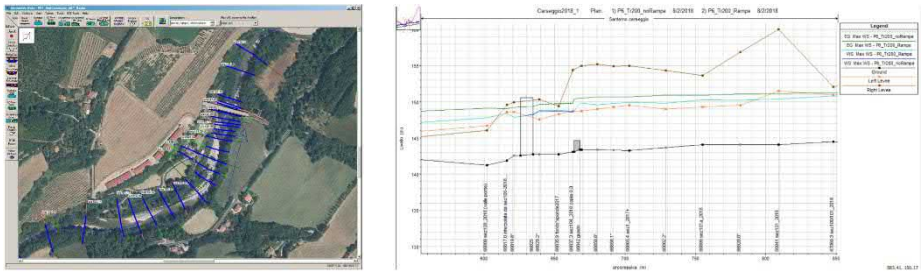


Fig. 8 e 9. Planimetria del tratto fluviale studiato e profilo idraulico della piena duecentennale

5 IL NUOVO PONTE

Come anticipato nell'Introduzione, il nuovo ponte è costituito da un'unica campata di 65 metri di luce senza pile in alveo.
Nell'immagine che segue è riportata la sezione longitudinale dell'opera con sovrapposizione della sagoma del ponte collassato durante la piena del settembre 2014. E' riportata inoltre la quota stimata della piena 200-ennale che è sostanzialmente sovrapposta all'estradosso del vecchio ponte in c.a.

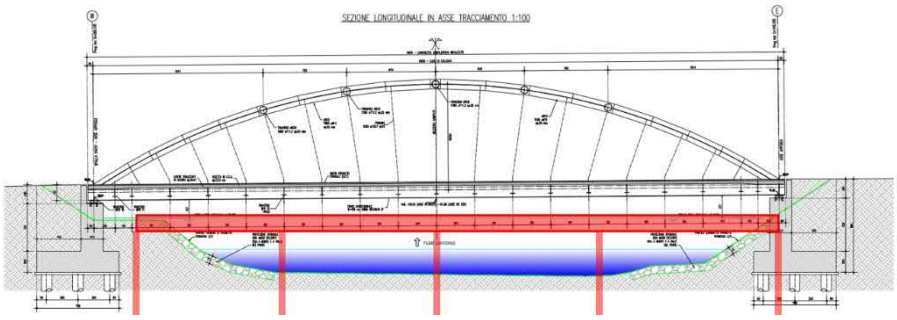


Fig.10. Sezione longitudinale del nuovo ponte sul fiume Santerno

La sezione trasversale in mezzeria evidenzia la carreggiata di 5.00m di larghezza e i due marciapiedi di 1.20m ciascuno protetti da barriere di sicurezza che prevengono anche il possibile impatto dei veicoli in svio sugli elementi di sospensione dell'impalcato.
La struttura è stata verificata agli SLE ed agli SLU nei riguardi della resistenza, della fatica e della stabilità dell'equilibrio. Per quanto riguarda la stabilità è stata condotta preliminarmente l'analisi di buckling facendo riferimento alle condizioni di carico prese in considerazione per le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.

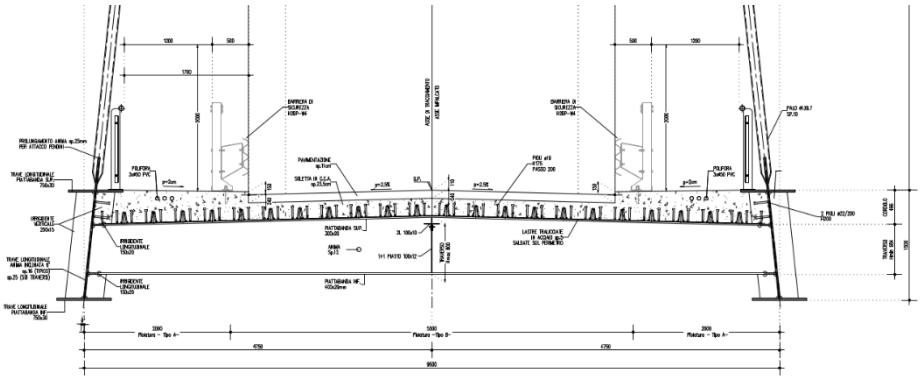


Fig.11. Sezione trasversale dell'impalcato

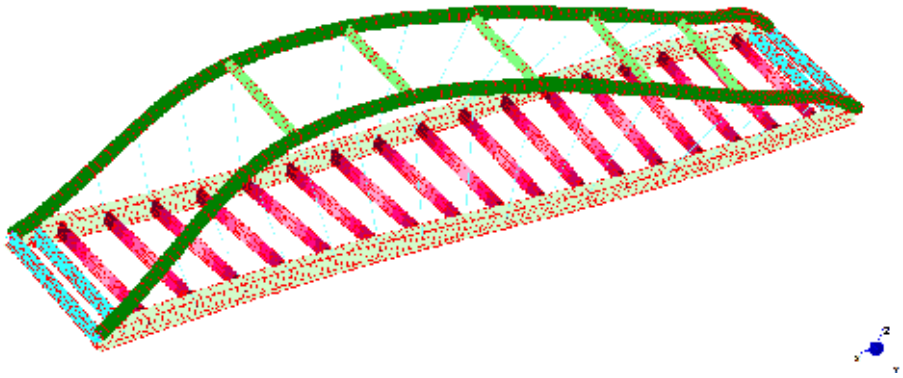


Fig.12. Prima deformata modale

Dall'analisi di buckling si ottiene un moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura pari a:

$$\alpha_{cr} = N_{cr} / N_{ED} = 6.46$$

dove:

N_{ED} è il valore dello sforzo normale indotto dai carichi di progetto allo SLU;

N_{cr} è il valore dello sforzo normale in corrispondenza del primo modo instabile calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura.

Essendo il moltiplicatore dei carichi < 10 (par. 5.2.1, EN 1993-1-1) l'analisi strutturale dovrà tenere in conto dello stato deformato, ed eventualmente variato.

Gli effetti del secondo ordine e le eventuali inversioni di segno della sollecitazione normale sugli elementi snelli vengono quindi considerati eseguendo un'analisi statica non lineare globale della struttura. L'analisi statica non lineare, di tipo incrementale, è stata condotta attraverso 13 step di carico successivi sintetizzati nel prospetto che segue. Al terzo step si ha la configurazione corrispondente alla combinazione SLU, quindi si è proceduto incrementando progressivamente i soli carichi da traffico che inducono perdita di forma dell'arco, oltre che aumento dello sforzo normale. Tale procedura è ripetuta per tutte le configurazioni di carico mobile ritenute significative.

	Incremento di carico												
Step	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
λ	-	-	**1,00**	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00
Peso proprio (G1+G2)	1,00	1,00	**1,35**	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Traffico (Ponte tutto carico)	0,00	1,35	**1,35**	2,025	2,7	3,375	4,05	4,725	5,4	6,075	6,75	7,425	8,1
Vento	0	0,9	**0,9**	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

Fig.13. Step di carico con moltiplicatore associato dei carichi mobili

Monitorando gli spostamenti in più punti di controllo significativi dell'arco si riscontra che la struttura mantiene una risposta sostanzialmente lineare sino a moltiplicatori del carico accidentale superiori a 4.
A titolo di controllo dei rultati ottenuti dall'analisi numerica, gli stessi sono stati confrontati con quanto contenuto in EN 1993-2 che fornisce indicazioni in merito all'instabilità di archi con controventi e portali di estremità. Il metodo proposto consiste nello schematizzare i due archi accoppiati con un telaio equivalente, e nel valutare l'instabilità fuori dal piano attraverso una verifica dei portali di estremità così ottenuti.

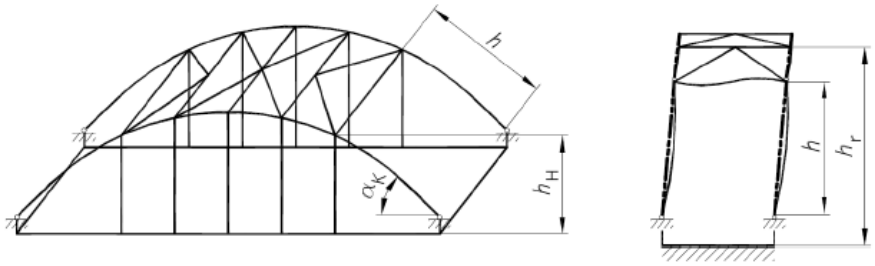


Fig.14. Criterio di verifica di archi controventati con portali di estremità in EN 1993-2

La struttura in esame si colloca tra i due casi limite previsti dalla norma:
- portali incernierati alla base
- portali incastrati alla base

per i quali è possibile calcolare il carico critico mediante i nomogrammi riportati nella figura che segue (portale incernierato a sx e portale incatrato a dx).

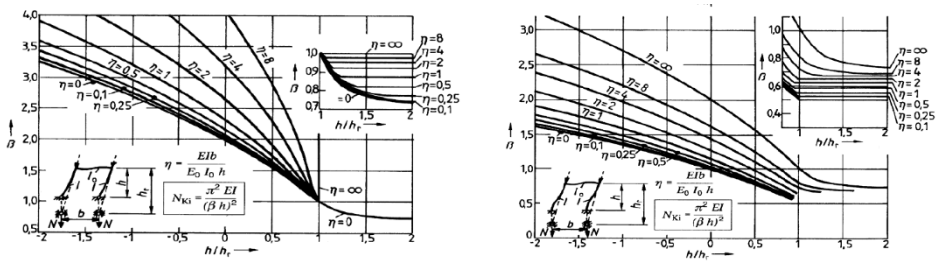


Fig.15. Nomogrammi per archi a portale incernierato (a sx) e incastrato (a d) in EN 1993-2

L'analisi di buckling restituisce un valore molto prossimo a quanto determinato mediante l'approccio proposto in EN 1993-2 nel caso di arco con portale di estremità incernierato alla base, confermando la correttezza del calcolo numerico.

6 IL MONTAGGIO DELLA STRUTTURA

La struttura, diversamente da quanto previsto in Progetto Esecutivo che richiedeva l'assemblaggio completo della carpenteria in acciaio in zona riparata dagli eventi di piena poi il varo per rototraslazione sulle sottostrutture, è stata montata utilizzando due pile provvisorie posizionate ai terzi della luce a sostegno sia dell'impalcato che degli archi.
Tale soluzione, che ha richiesto un restringimento temporaneo dell'alveo per posizionare le pile provvisorie, si è reso possibile grazie alla cronologia delle attività che ha previsto l'assemblaggio durante i mesi estivi di magra del Fiume Santerno.
Nell'immagine che segue si vede la configurazione di assemblaggio con il restringimento dell'alveo ed il posizionamento delle pile provvisorie.

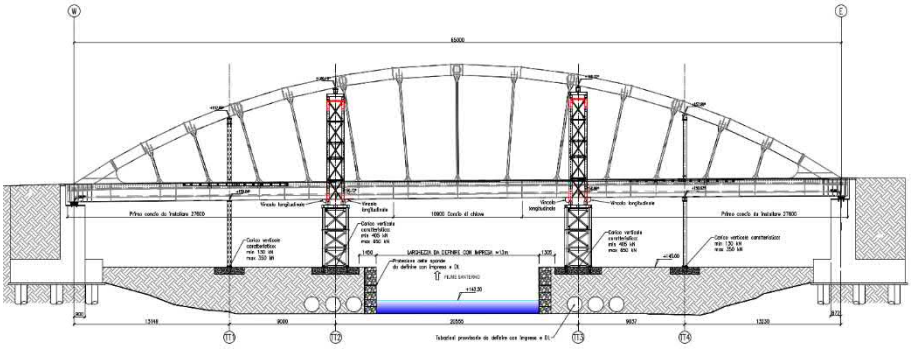


Fig.16. Assieme del piano di assemblaggio dell'impalcato

Le pile provvisorie sono state attrezzate con selle di supporto degli archi provviste di un sistema di regolazione altimetrica per consentire il corretto allineamento dei macroconci degli archi stessi preassemblati a terra.

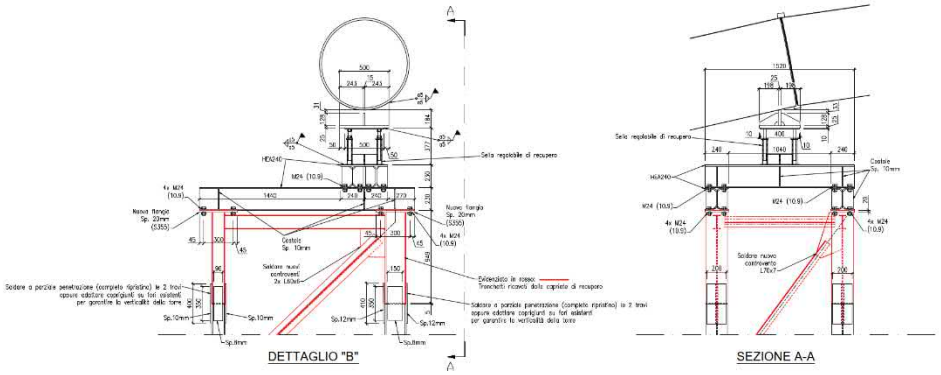


Fig.17. Dettaglio delle selle di sostegno degli archi con il sistema di regolazione altimetrica

Il montaggio degli archi è stato effettuato a struttura metallica di impalcato completa in modo da avere un piano di lavoro utilizzabile per stoccaggio materiali, come visibile nelle seguenti due fotografie del cantiere.

8 CONCLUSIONI

A fine 2023 sono iniziati i lavori di costruzione del Nuovo Ponte sul Fiume Santerno in località Carseggio in sostituzione del vecchio ponte collassato durante gli eventi alluvionali del settembre 2014. La nuova opera, costituita da un'unica campata ad arco con impalcato sospeso di 65 metri di luce senza pile in alveo, è stata collaudata ed aperta al traffico nel gennaio 2025.





Fig.18 e 19. Impalcato appoggiato sulle pile provvisorie (a sx) macroconcio predisposto per il montaggio (a dx, manca ancora la parte superiore della pila provvisoria)



Fig.20. Inaugurazione del ponte in gennaio 2025

Nella presente memoria sono trattati i passaggi salienti degli antefatti che hanno portato alla decisione di costruire il nuovo ponte, della progettazione e dell'esecuzione dei lavori per il suo completamento.

ACKNOWLEDGMENT

Zini Elio S.r.l. – Impresa di costruzioni dal 1968: impresa esecutrice dell'opera;
Scandiuzzi S.p.A – Steel constructions: carpenterie metalliche e montaggi;
Geyfra Engineering: progetto costruttivo carpenterie metalliche.

REFERENCES

[1] Vincenzo Franciosi, Ponti ad arco con impalcato sospeso, Editore Ulrico Hoepli Milano, 1958;
[2] L. Da Peppo, P. Salandin, Sistemazione dei corsi d'acqua, Società Editrice Esculapio, 2026;
[3] UNI EN 1993-1-1, Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
[4] UNI EN 1993-1-8, Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti;
[5] UNI EN 1993-1-1, Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica;
[6] UNI EN 1993-2, Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio.

KEYWORDS

Flood, Arch bridge, Langer.

ANALISI SPERIMENTALE E MODELLAZIONE NUMERICA DEL COMPORTAMENTO DINAMICO DI UNA PASSERELLA PEDONALE

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF THE VIBRATIONAL BEHAVIOUR OF A PEDESTRIAN FOOTBRIDGE

Anna Brunetti,
Simone Quarchioni
Vanni Nicoletti
Fabrizio Gara
Università Politecnica delle Marche
Department of Construction, Civil Engineering and Architecture
Via Brecce Bianche 12, 60131 Ancona
f.gara@univpm.it

Luigino Dezi
Raoul Davide Innocenzi
DSD Dezi Steel Design s.r.l.
Via Passo Varano, 60131 Ancona
l.dezi@dsd-srl.it

ABSTRACT

This paper presents a case study of a recently constructed steel arch footbridge located in Central Italy, with the objective of investigating the main challenges associated with the serviceability verification of highly slender pedestrian structures. Particular emphasis is placed on serviceability performance, focusing on pedestrian-induced vibrations and user comfort.
The dynamic behaviour of the footbridge is first investigated through a finite element model (FEM). Based on the numerical results, a vibration mitigation strategy employing Tuned Mass Dampers (TMDs) is also explored, and the corresponding design procedure is described. The numerical study is complemented by an extensive in-situ experimental campaign conducted in accordance with EUR 23984 EN guidelines [8], including Ambient Vibration Tests (AVTs) analysed through Operational Modal Analysis (OMA), as well as controlled walking and running tests. These investigations provide both validation of the numerical model and a direct assessment of the footbridge's performance under service conditions.
The results highlight the key challenges involved in the serviceability assessment of slender pedestrian footbridges and reveal some limitations of current technical guidelines for vibration evaluation, suggesting the need for the development of more comprehensive, integrated, and reliable verification methodologies.

SOMMARIO

Questo lavoro presenta il caso di studio di una passerella pedonale ad arco in acciaio recentemente realizzata nell'Italia centrale, con l'obiettivo di analizzare le principali criticità associate alla verifica di esercizio di strutture particolarmente snelle. L'attenzione è rivolta in particolare alle vibrazioni indotte dal transito dei pedoni e al conseguente livello di comfort degli utenti.
Il comportamento dinamico della struttura è stato inizialmente studiato mediante un modello agli elementi finiti (FEM). Sulla base dei risultati numerici è stata inoltre valutata una possibile strategia di mitigazione delle vibrazioni mediante l'impiego di smorzatori a massa accordata (Tuned Mass Dampers, TMD), illustrandone il relativo processo di progettazione. L'analisi numerica è stata affiancata da un'articolata campagna sperimentale in situ, condotta secondo le indicazioni del documento EUR 23984 EN [8], comprendente prove di vibrazione ambientale (AVT) elaborate mediante tecniche di Analisi Modale Operativa (OMA), nonché prove controllate di camminata e corsa. Tali attività hanno consentito di validare il modello numerico e di valutare direttamente le prestazioni della passerella in condizioni di esercizio.
I risultati evidenziano le principali problematiche legate alla valutazione della risposta dinamica delle passerelle pedonali e mostrano alcune limitazioni degli attuali documenti tecnici, suggerendo la necessità di metodologie di verifica più complete, integrate e affidabili.

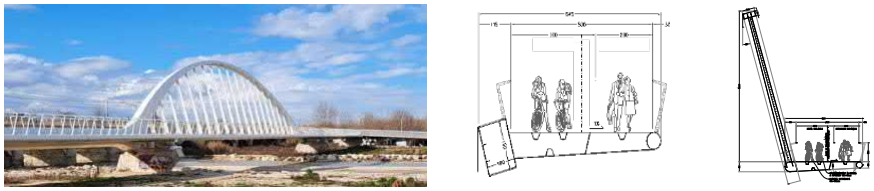
1 INTRODUCTION

Over the last decades, pedestrian footbridges have experienced significant development worldwide [1], [2]. The availability of high-performance materials and advanced construction techniques has enabled the realization of increasingly slender and lightweight structures, often characterized by innovative architectural solutions and unconventional structural schemes [3-5]. However, the reduction in mass and structural stiffness inevitably increases the susceptibility of footbridges to dynamic actions. Several practical applications and well-documented case studies have shown that pedestrian-induced vibrations may significantly affect serviceability performance and user comfort [6]. In particular, resonance phenomena may occur when the natural frequencies of the structure fall within the frequency range associated with pedestrian excitation, resulting in amplified dynamic responses and potentially uncomfortable vibration levels. Despite the growing attention devoted to these issues, current structural codes, including the Eurocodes, provide only general recommendations and do not establish comprehensive procedures for the assessment of vibration serviceability. As a consequence, the dynamic verification of footbridges is commonly based on complementary technical guidelines, which are not always fully consistent or integrated within a unified methodological framework.
In this work the vibration performance of a real case study is investigated, following the indications provided by the most used technical guidelines (Sétra guidelines [7] and EUR 23984 EN [8]). After a brief overview of the main criteria and requirements provided by these documents, the dynamic response is evaluated according to the Sétra guidelines, with the aim of identifying critical frequencies and estimating the corresponding acceleration levels. Based on the numerical results, a preventive mitigation strategy involving Tuned Mass Dampers (TMDs) is also examined. The study is finally complemented by an experimental campaign conducted on the completed structure, including Ambient Vibration Tests (AVTs) and Human-Induced Vibration Tests (HIVTs) performed in accordance with the EUR 23984 EN recommendations. These investigations allow both the calibration and validation of the numerical model and the direct assessment of the footbridge serviceability performance under pedestrian excitation. Through the analysis of this case study, the paper provides a practical application of currently available vibration assessment procedures for slender pedestrian footbridges, highlighting their strengths and limitations and contributing to the ongoing discussion on methodologies for the evaluation of vibration serviceability.

2 CASE STUDY

The case study investigated in this work is a recently constructed pedestrian and cycle bridge crossing the Cesano River in Central Italy (Fig. 1a). The bridge has an overall length of approximately 200 m and consists of three spans measuring 55 m, 86 m, and 55 m. The deck accommodates a 5.0 m-wide shared pedestrian and cycle path.

The structural system is characterized by an inclined steel arch spanning the central span and positioned eccentrically along the upstream side of the deck (Fig. 1b). The arch is connected to the deck through 19 inclined steel hangers and extends continuously into the longitudinal girders supporting the adjacent side spans, forming an integrated structural system over the entire bridge length (Fig. 1c). The deck exhibits a hybrid steel cross-section composed of a trapezoidal box girder on one side and a longitudinal tubular member on the opposite side, connected by solid-web transverse members. This arrangement results in an asymmetric and highly slender structural configuration. In the side spans, the deck is supported by a tubular steel member aligned with the arch, while a secondary tubular beam located on the opposite side provides additional transverse stiffness. The superstructure is supported by reinforced concrete piers with variable-width rectangular cross-sections. Fixed bearings are provided at the intermediate supports, whereas unidirectional bearings are adopted at the abutments to accommodate longitudinal thermal movements while maintaining the required restraint conditions.



a) b) c)

Fig. 1. Cesano Footbridge overview: (a) aerial view; (b) cross-section of spans 1–3; (c) cross-section of span 2

3 VIBRATION SERVICEABILITY ASSESSMENT

The assessment of pedestrian-induced vibrations represents one of the most critical aspects in the design of slender footbridges. Interest in this issue has increased considerably over the last decades, particularly following well-known cases such as the London Millennium Bridge, which highlighted the importance of accurately evaluating structural behaviour under service conditions. Since current structural codes do not provide comprehensive and unambiguous procedures for vibration serviceability assessment, engineering practice commonly relies on dedicated technical guidelines. Among these, the Sétra [7] recommendations and the EUR 23984 EN [8] report constitute the primary references adopted in the present study. The following sections briefly summarize the main verification criteria derived from these documents and describe the methodology adopted to assess the dynamic behaviour of the investigated footbridge through a combination of numerical analyses and in-situ experimental testing.

3.1 Codes

The verification of footbridges under pedestrian-induced vibrations is not fully prescribed within the Eurocode framework, where only general indications are provided. Therefore, the present study refers to complementary technical documents, the Sétra guidelines [7] for the definition of the

loading model during the design phase, through a numerical approach, and the EUR 23984 EN [8] report for the evaluation of serviceability performance based on human-induced vibration tests. According to the Sétra approach, pedestrian loading is represented through an equivalent harmonic action, intended to reproduce the average dynamic effect of a crowd. Despite the stochastic nature of pedestrian, a simplified formulation is adopted by introducing a fictitious number of synchronised pedestrians. The resulting load can be expressed as:

$$q(t) = a \cdot cos(2\pi f_i t) \cdot n_{eq} \cdot \Psi \quad (1)$$

where a load amplitude (dependent on frequency range risk and traffic level);
f_i natural frequency of the mode under investigation;
n_{eq} equivalent number of pedestrians;
Ψ factor accounting for the likelihood of excitation frequencies close to resonance.

The load intensity is defined as a function of the expected pedestrian traffic through the classification system introduced in the Sétra guidelines, allowing the modelling assumptions to be adapted to different usage scenarios. It also depends on the frequency risk interval, which defines the range within which resonance effects may occur. Consequently, only the structural modes falling within this interval are considered potentially critical. For each of these modes, the structural response is evaluated by applying a distributed load over the entire deck area, oriented consistently with the corresponding modal deformation (**Fig. 2**). The assessment of serviceability is carried out in terms of acceleration levels on the deck, which must comply with the comfort limits specified by the Sétra guidelines.

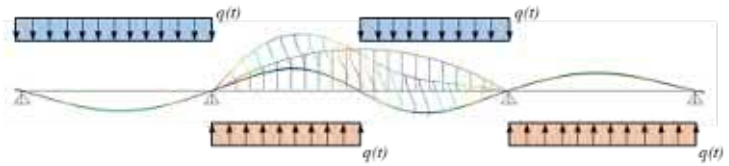


Fig. 2. Schematic representation of pedestrian load distribution according to the Sétra guidelines

For the experimental assessment, reference is made to the criteria provided in EUR 23984 EN Besides providing recommendations for numerical modelling largely consistent with the Sétra approach, this document offers detailed guidance for dynamic testing and serviceability evaluation. The document highlights the importance of dynamic identification tests for the accurate determination of modal parameters and provides practical recommendations regarding test execution, instrumentation, and data acquisition. Furthermore, the document defines specific procedures for Human-Induced Vibration Tests (HIVTs), including controlled walking and running tests near resonance conditions, aimed at assessing user comfort. User comfort is evaluated through the maximum acceleration measured during the tests by accelerometers installed at locations corresponding to the largest modal displacements of the investigated mode. The measured values are then compared with the prescribed comfort thresholds. The combined use of numerical analyses and experimental investigations provides a robust framework for the assessment of pedestrian-induced vibrations and the verification of footbridge serviceability performance.

3.2 Numerical assessment

The numerical analyses of the footbridge were carried out using a finite element model developed in SAP2000 [9]. The model was initially derived from the design-stage model and subsequently

refined on the basis of experimental evidence and engineering judgement. Indeed, in a first stage, a global model including the deck, arch and substructures was adopted to investigate the overall dynamic behaviour of the bridge. However, considering that vibrations induced by low-amplitude excitations, such as ambient and pedestrian loading, are mainly governed by the superstructure response, a simplified model with fixed supports was ultimately employed, neglecting the deformability of the foundation system. This assumption led to a significant improvement in the agreement between numerical predictions and experimental observations in terms of both natural frequencies and mode shapes. As reported in Table 1, the comparison shows a maximum discrepancy of approximately 5% in the identified natural frequencies, while the Modal Assurance Criterion (MAC) values between numerical and experimental mode shapes are close to unity for the first ten modes. These results confirm the ability of the updated numerical model to accurately reproduce the dynamic behaviour of the structure.

Table 1. Comparison of experimental and numerical modal parameters.

Mode	Type of mode	Num. Freq. (Hz)	Exp. Freq. (Hz)	Δf (%)	MAC (/)
1	1st Flexural	1.24	1.30	-5.27	0.97
2	1st Torsional	1.38	1.38	-0.24	0.91
3	2nd Flexural	1.63	1.64	-1.06	0.96
4	3rd Flexural	1.94	1.94	-0.19	0.99
5	Transverse-torsional	2.39	2.30	4.13	0.96
6	4th Flexural	2.89	2.89	-0.22	0.92
7	2nd Torsional	3.00	3.15	-4.99	0.99
8	Transverse-flexural	4.07	4.07	-0.05	0.97
9	5th Flexural	4.36	4.35	0.36	0.97
10	6th Flexural	4.94	4.94	-0.16	0.83

Steady-state dynamic analyses were performed on the calibrated finite element model to evaluate the response of the footbridge under harmonic pedestrian loading at each critical frequency. In accordance with the Sétra recommendations, the analyses were carried out both with and without the contribution of the pedestrian crowd mass included in the mass source, in order to quantify its influence on the dynamic response. For the case study, the modal behaviour of the footbridge is predominantly governed by vertical bending modes. Nevertheless, owing to the structural configuration, some modes exhibit a limited coupling with transverse and longitudinal components. Therefore, harmonic excitations were applied along all three spatial directions, and the resulting acceleration response was evaluated accordingly. The analyses indicate that the transverse and longitudinal responses are negligible, with peak accelerations of the order of 10^{-4} m/s². Consequently, the serviceability assessment is governed by the vertical response. Fig. 3 presents the maximum vertical accelerations computed for each critical mode and compares them with the comfort limits prescribed by the Sétra guidelines. Unless otherwise specified, the reported results refer to the configuration including the pedestrian crowd mass. The additional mass produces a shift in the natural frequencies with respect to those reported in Table 1, which correspond to the unloaded structure.

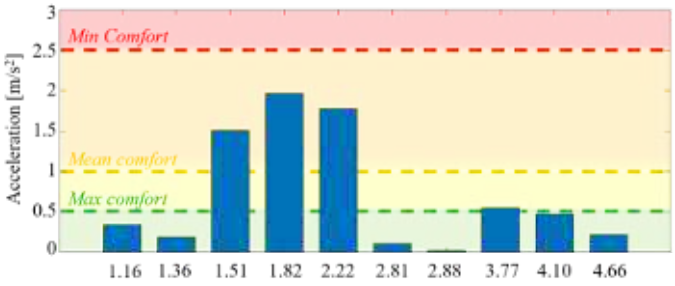


Fig. 3. Vertical acceleration response from numerical vibration analysis

The results indicate that several vibration modes may lead to relatively high responses under pedestrian-induced excitation. In particular, resonance associated with the third, fourth, fifth, and eighth modes produces vertical acceleration levels of approximately 1.5 m/s², 2.0 m/s², 1.8 m/s², and 0.5 m/s², respectively. These values exceed the 0.5 m/s² threshold commonly associated with a high level of user comfort, although they remain below the limits corresponding to minimum acceptable comfort. Therefore, while the serviceability requirements are satisfied, the results suggest that further improvements in user comfort could potentially be achieved through the adoption of passive vibration control measures. For this reason, a preventive mitigation strategy based on Tuned Mass Dampers (TMDs) was investigated and is discussed in the following section.

3.3 Tuned Mass Damper design

As discussed in the previous section, the predicted acceleration levels satisfy the minimum comfort requirements prescribed by the Sétra guidelines. Nevertheless, some vibration modes exceed the threshold generally associated with high comfort conditions. To investigate the potential improvement achievable through passive control, a preventive vibration mitigation strategy based on Tuned Mass Dampers (TMDs) was considered. The proposed devices are not required to satisfy serviceability criteria, which are already fulfilled by the structure, but are introduced to evaluate the effectiveness of supplemental damping in reducing vibration levels and enhancing user comfort. TMDs were therefore designed for the most critical vertical vibration modes identified in the numerical analyses. The absorbers were designed according to the classical approach proposed by Den Hartog, which provides the optimal tuning and damping parameters of a TMD as a function of the mass ratio between the primary structure and the absorber. Since the original formulation is derived for a single-degree-of-freedom (SDOF) system, the continuous structure was first transformed into an equivalent modal SDOF system associated with each critical vibration mode. For the *i-th* mode and a selected attachment point *t*, the equivalent modal properties can be expressed as:

$$\widetilde{M}_{i,e} = \frac{\widetilde{M}_i}{\Phi_{i,t}^2} \qquad \tilde{C}_{i,e} = \frac{\tilde{C}_i}{\Phi_{i,t}^2} \qquad \widetilde{K}_{i,e} = \frac{\widetilde{K}_i}{\Phi_{i,t}^2} \tag{2 a,b,c}$$

where $\widetilde{M}_{i,e}, \tilde{C}_{i,e}, \widetilde{K}_{i,e}$ are the equivalent mass, damping and stiffness;
$\widetilde{M}_i, \tilde{C}_i, \widetilde{K}_i$ are the generalized modal properties;
$\Phi_{i,t}$ is the modal displacement associated with the *i-th* mode at joint *t*

In detail, the derivation of these parameters is reported in [10]. The equivalent SDOF representation describes the structural response at a specific location assuming modal dominance, an assumption that is justified under resonance conditions, where the response is governed primarily by a single vibration mode. Moreover, since the interaction between the structure and the absorber is inherently

local, the equivalent system is conveniently defined at the degree of freedom corresponding to the TMD installation point. Based on this approach, a dedicated absorber was designed for each critical vertical vibration mode identified in the numerical analyses. The devices were tuned to the corresponding modal frequencies and positioned at locations of maximum modal displacement in order to maximize their effectiveness. The main characteristics of the four designed TMDs are summarized in Table 2.

Table 2. Summary of the designed TMD characteristics

TMD	f (Hz)	m_d (ton)	k_d (kN/m)	c_d (kNs/m)
1	1.51	0.3	27.15	0.57
2	1.82	0.3	39.05	0.68
3	2.22	0.3	58.31	0.84
4	3.77	0.3	167.94	1.42

To evaluate the effectiveness of the proposed mitigation strategy, additional numerical analyses were performed following the procedure recommended by the Sétra guidelines. The simulations were carried out in SAP2000, where each TMD was modelled using a Two-Joint Link element with the assigned stiffness and damping properties, while a lumped mass of 0.3 t was applied at the free end to represent the inertial contribution of the device. The comparison between the uncontrolled and controlled configurations is presented in Fig. 4. The background also illustrates the comfort limits prescribed by the Sétra guidelines through a colour scale, ranging from green (maximum comfort) to red (unacceptable vibration levels). The inclusion of the TMDs produces the characteristics frequency-splitting effect, whereby the original resonant frequency is replaced by two closely spaced frequencies. As a consequence, the single pronounced resonance peak observed in the uncontrolled configuration is redistributed into two peaks of substantially lower amplitude, leading to a significant attenuation of the dynamic response. The controlled configuration provides a substantial improvement in serviceability performance, with maximum acceleration below the 0.5 m/s² high-comfort threshold, reaching values approximately four times lower than those obtained for the uncontrolled structure.

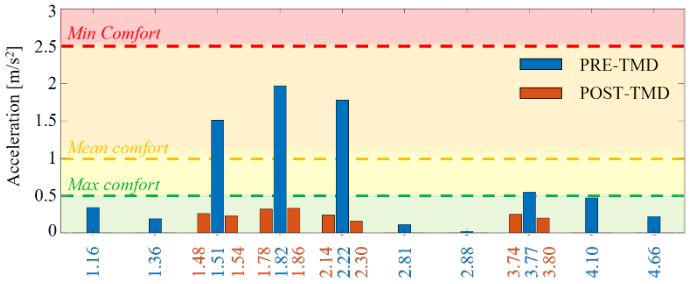


Fig. 4: Comparison of numerical vertical acceleration response with and without TMDs

3.4 Experimental Campaign

Following the construction of the structure (without the implementation of TMDs) static and dynamic acceptance tests were conducted. In parallel, walking and running tests were carried out to assess the comfort level of the footbridge in its as-built configuration. The following section

describes the experimental campaign, first focusing on the dynamic characterization based on ambient vibration tests, and then on the procedures adopted for the human-induced vibration tests.
The dynamic characterization of the structure was performed through Ambient Vibration Tests (AVTs), aimed at identifying its principal modal properties under operational conditions. The experimental campaign involved 23 measurement sections distributed along the deck, corresponding to a total of 70 single-axis measurement points. Each section was equipped with two vertically oriented accelerometers and one transverse accelerometer, while an additional longitudinal accelerometer was installed to monitor the longitudinal response of the structure. Measurements were acquired through 6 multiple non-simultaneous setups and combined using reference sensors to reconstruct the global dynamic behaviour. Modal parameters were identified using the Stochastic Subspace Identification-Principal Component (SSI-PC) method, and the mode shapes from different setups were assembled using the Post Separate Estimation Re-scaling (PoSER) technique [11]. The resulting natural frequencies and mode shapes are reported in Fig. 5 (see [12] for further details).

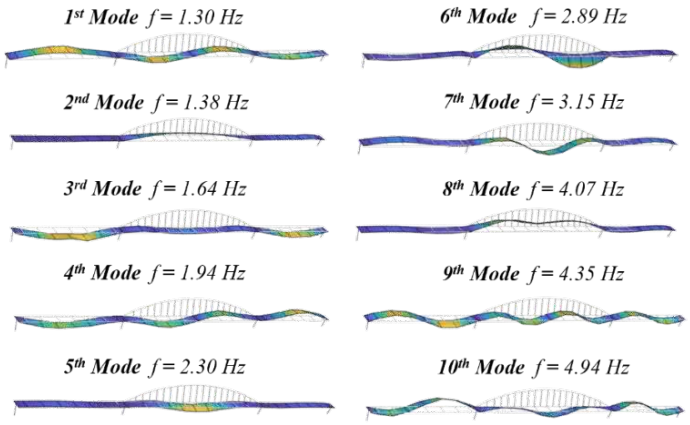


Fig. 5: Frequency and modal shapes identified from ambient vibration tests (AVTs)

The experimental results showed that the first nine natural frequencies of the footbridge fall within the critical frequency ranges defined by the EUR 23984 EN guidelines, confirming the potential dynamic susceptibility of the structure. Based on these findings, and in agreement with the numerical model predictions, dedicated test sessions were carried out to assess the serviceability conditions in terms of user comfort. For this phase, reference was made to the recommendations provided in EUR 23984 EN, which suggest performing walking and/or running tests for each frequency within the identified critical ranges. In accordance with these guidelines, tests were conducted both with a single pedestrian and with synchronized groups of up to 15 participants. In order to achieve a more comprehensive characterization of the structural response, additional intermediate configurations were also considered, involving 3, 6, and 9 pedestrians. Although the EUR 23984 EN guidelines also recommend tests under continuous pedestrian flow conditions, these could not be reproduced due to the limited number of available participants, which was insufficient to achieve a realistic simulation of such loading. In total, approximately 50 experimental tests were performed, allowing the excitation of the first six vibration modes, with the exception of the second mode, which is mainly associated with the arch and therefore difficult to activate through pedestrian excitation. Frequencies above 3 Hz were not considered in the experimental campaign, as they would require

walking or running paces that are not realistically sustainable by the participants, making controlled excitation impractical. A summary of the walking and running tests is provided in Table 3, including the number of tests performed, the number of participants involved in each configuration, and the corresponding target excitation frequencies.

Table 3: Summary of the performed HIVTs.

Mode	Freq.	Activity	N. of tests for each pedestrian configuration				
[/]	[Hz]	[/]	1 ped	3 ped	6 ped	9 ped	15 ped
Mode 1	1.30		1	2	2	2	3
Mode 3	1.64	Synchronized	1	3	3	2	2
Mode 4	1.94	walking/	1	3	3	2	1
Mode 5	2.30	running	1	3	3	2	1
Mode 6	2.89		1	2	3	2	1

All tests were performed using a single instrumental setup, consisting of the same accelerometers employed in the AVTs, although in a reduced number. In particular, for the analysis of flexural and torsional behaviour, seven measurement sections were selected along the deck, corresponding to those previously considered in the ambient vibration tests. Each section was equipped with two sensors, positioned on the upstream and downstream sides.

In Fig. 6 the results of the post-processing of the measurements are presented in terms of maximum acceleration. The tests are grouped according to the excitation frequency, while the colour scale represents the number of pedestrians involved in each test. The results are compared with the comfort limits proposed by EUR 23984 EN, which are represented by a shaded background ranging from green (maximum comfort) to red (unacceptable vibration levels). The analysis of the measured peak accelerations shows that the highest values occur for the fifth mode, with a general increasing trend from the third to the fifth mode. Moreover, an increase in the number of participants is generally associated with a corresponding amplification of the dynamic response. As expected, the maximum acceleration levels are recorded near the locations of maximum modal displacement for each mode, in agreement with technical guidelines recommending the placement of sensors at locations of maximum modal displacement.

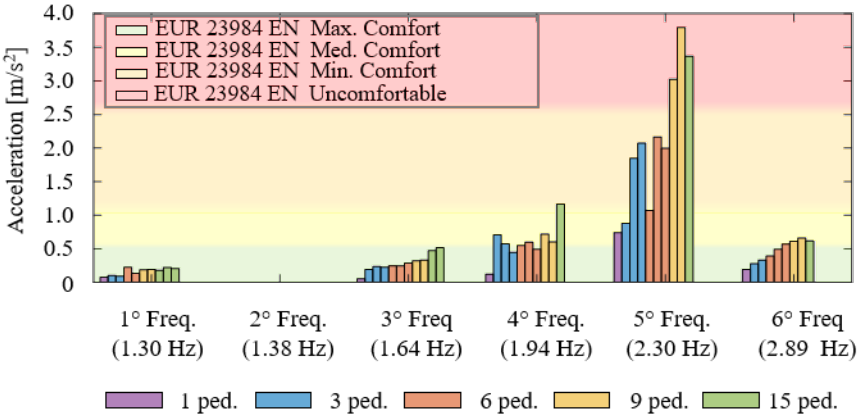


Fig. 6: Maximum accelerations from HIVTs grouped by frequency and participants

4 CONCLUSIONS

This work presented the serviceability assessment of a steel pedestrian footbridge characterized by an eccentric arch and a highly slender structural configuration, which makes it particularly susceptible to pedestrian-induced dynamic actions. The assessment was carried out through a comprehensive numerical–experimental approach, developed in accordance with the procedures recommended by the most widely adopted technical guidelines. The numerical analyses performed according to the Sétra guidelines showed that the footbridge satisfies the minimum comfort requirements prescribed by the reference documents. Nevertheless, four predominantly flexural vibration modes were identified as particularly susceptible to pedestrian excitation. For this reason, a preventive mitigation strategy based on Tuned Mass Dampers (TMDs) was investigated. The proposed devices were designed for the most critical modes, and their effectiveness was assessed through numerical simulations, showing a reduction in peak accelerations of approximately four times compared with the uncontrolled configuration. The study was further complemented by an experimental campaign conducted on the completed structure, including Ambient Vibration Tests (AVTs) and Human-Induced Vibration Tests (HIVTs). The former enabled the identification of the structural dynamic properties and the validation of the numerical model, while the latter provided a direct assessment of the footbridge serviceability performance and user comfort under pedestrian excitation.
Beyond presenting a comprehensive application of currently available procedures for the dynamic assessment of pedestrian footbridges, the study highlights several limitations of the existing regulatory framework. In particular, the lack of fully standardized procedures for planning and executing, walking and running tests emerges as a significant issue, as well as the challenges in satisfying all the recommendations in terms of number of pedestrians involved in tests or in exciting frequency with high pace frequency. These findings underline the need for more robust, accessible, and standardized methodologies for the assessment of pedestrian-induced vibrations and user comfort. The development of harmonized testing and evaluation procedures would contribute to reducing the uncertainties that still affect this important aspect of footbridge design and serviceability verification.

ACKNOWLEDGMENT

The authors gratefully acknowledge the Marche Region, the managing authority of the pedestrian bridge investigated in this study, for its cooperation, for granting access to the structure, and for supporting the experimental monitoring and testing activities that made this research possible.

REFERENCES

[1] E. Lai, C. Gentile, e M. G. Mulas, «Experimental and numerical serviceability assessment of a steel suspension footbridge», *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 132, pp. 16–28, mag. 2017, doi: 10.1016/j.jcsr.2017.01.005.

[2] K. Van Nimmen, G. Lombaert, G. De Roeck, e P. Van Den Broeck, «Vibration serviceability of footbridges: Evaluation of the current codes of practice», *Engineering Structures*, vol. 59, pp. 448–461, feb. 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.11.006.

[3] G. Eslami Varzaneh, E. Bassoli, L. Vincenzi, A. Aloisio, B. Briseghella, e R. Tomasi, «A novel framework for assessing the serviceability of footbridges under human-induced bending and torsional vibrations: from detailed formulation to simplified design method», *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. 1–18, gen. 2026, doi: 10.1080/15732479.2026.2612946.

[4] S. Živanović, A. Pavić, e E. T. Ingólfsson, «Modeling Spatially Unrestricted Pedestrian Traffic on Footbridges», *J. Struct. Eng.*, vol. 136, fasc. 10, pp. 1296–1308, ott. 2010, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000226

[5] V. Nicoletti, S. Quarchioni, L. Tentella, R. Martini, e F. Gara, «Experimental Tests and Numerical Analyses for the Dynamic Characterization of a Steel and Wooden Cable-Stayed Footbridge», *Infrastructures*, vol. 8, fasc. 6, p. 100, mag. 2023, doi: 10.3390/infrastructures8060100.

[6] C. Maraveas, Z. C. Fasoulakis, e K. D. Tsavdaridis, «A Review of Human Induced Vibrations on Footbridges», *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, vol. 8, fasc. 4, pp. 422–433, apr. 2015, doi: 10.3844/ajeassp.2015.422.433.

[7] SÈTRA/AFGC, 2006. *Footbridges: Assessment of dynamic behaviour under the action of pedestrians. Guidelines*. Bagneux: Sétra/AFGC.

[8] European Commission. Joint Research Centre. e European Convention for Constructional Steelworks (ECCS)., *Design of lightweight footbridges for human induced vibrations: background document in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes.* LU: Publications Office, 2009. doi: 10.2788/33846.

[9] Computers and Structures Inc. 2023 *SAP2000: Integrated Software for Structural Analysis and Design* (Version 25) (Berkeley, CA: CSI)

[10] A. Brunetti, S. Quarchioni, V. Nicoletti, S. Carbonari, F. Gara, e L. Dezi, «A study on the vibration serviceability performance of a new steel arch footbridge», *Procedia Structural Integrity*, vol. 78, pp. 1729–1736, 2026, doi: https://doi.org/10.1016/j.prostr.2025.12.220.

[11] R. Brincker, «Some Elements of Operational Modal Analysis», *Shock and Vibration*, vol. 2014, pp. 1–11, 2014, doi: 10.1155/2014/325839.

[12] V. Nicoletti, A. Brunetti, S. Quarchioni, S. Carbonari e F. Gara «In-service vibration analysis of steel pedestrian bridges», Proceedings of IABMAS 2026 (forthcoming).

KEYWORDS

Steel footbridges; Vibration serviceability of footbridges; Pedestrian loads; Human-induced vibrations; Tuned Mass Dampers.

MONTAGGIO DEL VIADOTTO CLAREA PER LO SVINCOLO DELLA MADDALENA SULLA A32

ERECTION OF THE CLAREA VIADUCT FOR THE MADDALENA JUNCTION ON THE A32 MOTORWAY

Giovanni Costa, Leonardo Balocchi, Alessandro Moro, Fabio Rosini, Simone Aufiero
STEEL PROJECT ENGINEERING S.r.l.
Via G. March 14/B Livorno, Italia
info@steelproject.it

Ennio Picco
CIMOLAI S.p.A.
Porcia - Corso Lino Zanussi, 26 (PN), Italia
info@cimolai.com

ABSTRACT

The new Clarea Viaduct consists of two branches: the "Downhill" branch, with a total length of 448 m over 6 spans, and the "Uphill" branch, with a total length of 571 m over 10 spans. The transverse deck section, composed of two girders with variable-depth double-T cross-sections ranging from 2.45 to 5.22 m and a composite concrete slab, has a variable width between 8.76 and 11.5 m.

The erection was carried out by ground assembly followed by lifting with cranes of individual girders or large prefabricated segments (macro-segments). The installation involved significant complexity, particularly for the "Downhill" branch: the first portion of the deck, characterized by an important horizontal curvature, was constructed using a traditional approach with girders rotated according to the roadway superelevation, whereas the remaining "straight" portion of the deck was built horizontally, with the final transverse slopes achieved through rotation of the section at the bearing alignments. This layout method required specific handling operations (and considerable computational complexity) to ensure geometric compatibility at the interface section between the two deck portions.

Furthermore, the construction sequencing dictated by site constraints required additional equipment and operations to prevent "locked-in effects" in the deck structures at the end of erection. Finally, the use of temporary piers up to 50 m high made it necessary to install temporary transverse restraints connected to the existing bridge.

SOMMARIO

Il nuovo Viadotto Clarea si compone di due rami: il ramo "Discesa" di sviluppo 448 m su 6 campate, ed il ramo "Salita" di sviluppo 571 m su 10 campate. La sezione trasversale di impalcato, composta da due travi con sezione a doppio T ad altezza variabile tra 2.45 e 5.22 m e soletta collaborante,

presenta una larghezza variabile tra 8.76 e 11.5 m. Il montaggio è stato effettuato con assiemaggio a terra e successivo sollevamento mediante gru di singole travi o macroconci. Il montaggio ha presentato notevoli complessità, in particolare per il tratto "Discesa": la prima porzione di impalcato, a forte curvatura, presentava una costruzione tradizionale con travi ruotate secondo la pendenza del tracciato mentre la restante porzione di impalcato in "retto" era costruita in orizzontale e le pendenze trasversali finali sono state ottenute mediante rotazioni della sezione sugli allineamenti di appoggio; questo sistema di tracciamento ha imposto particolari manovre (e notevole complessità di calcolo) per ritrovare la congruenza nella sezione di interfaccia fra le due porzioni di impalcato. Inoltre le fasistiche indotte da esigenze di cantierizzazione hanno reso necessarie ulteriori attrezzature e manovre per scongiurare "effetti di memoria" nelle strutture di impalcato al termine del montaggio. Infine l'impiego di pile provvisorie alte fino a 50 m ha reso necessaria la realizzazione di vincoli trasversali provvisori collegati al ponte esistente.

1 INTRODUZIONE

Il nuovo Viadotto Clarea, realizzato per il "Nuovo Svincolo de La Maddalena sulla A32", nel Comune di Chiomonte, si inserisce all'interno dei lavori di realizzazione della Linea Ferroviaria Alta Velocità Torino-Lione, Lotto 04C. Esso è stato costruito in affiancamento all'attuale viadotto esistente, allo sbocco Vallone Tiraculo - Rio Clarea sul versante orografico destro del rio Clarea, prima del tratto in cui lo stesso si immette nella Dora in prossimità delle "Gorge di Susa". Il contesto - versante acclive, spazi di cantiere ridotti, prossimità del viadotto in esercizio, altezze di pila rilevanti - e le peculiarità geometriche del viadotto – rotazione sezione trasversale, altezza variabile - hanno condizionato in modo determinante il progetto delle fasi transitorie, di cui la presente memoria illustra gli aspetti focali (fasistica di montaggio, congruenza geometrica ai giunti ed effetti di memoria).

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera si compone di due tratti indipendenti, denominati "Discesa" e "Salita", che raccordano lo svincolo alla A32 nelle due direzioni di marcia (Fig. 1).



Fig. 1. Foto aerea dell'intervento con identificazione dei rami "Salita" e "Discesa"

Entrambi i rami adottano la medesima tipologia strutturale. L'impalcato è a struttura mista acciaio-calcestruzzo, del tipo bitrave: due travate con sezione a doppio T ad interasse 5 m ad altezza

variabile tra 2.45 e 5.22 m con soletta collaborante di larghezza variabile tra 8.76 e 11.5 m e spessore 30 cm gettata su predalle metalliche di spessore 5 mm. I traversi tipici sono di tipo reticolare e su pile e spalle presentano briglia inferiore flessorigida. Sono inoltre previsti dei controventi inferiori che rendono la sezione torsionalmente rigida una volta ultimata la soletta.
Due conseguenze di questa scelta tipologica orientano l'intero progetto del montaggio. La prima è che, fino al getto della soletta, o quantomeno fino alla saldatura delle predalle metalliche, la sezione resta aperta e quindi poco rigida a torsione: nelle fasi transitorie la forma della sezione è garantita dai soli traversi e controventi di piano, e la struttura risulta particolarmente sensibile alle rotazioni imposte sugli appoggi. La seconda è che la soluzione bitrave consente di assiemare a terra elementi di lunghezza e peso compatibili con i mezzi di sollevamento disponibili, rendendo praticabile il montaggio per conci sollevati con gru in alternativa al varo per spinta. Un montaggio per varo di punta sarebbe risultato impraticabile per via del tracciato che presenta forti variazioni di curvatura.

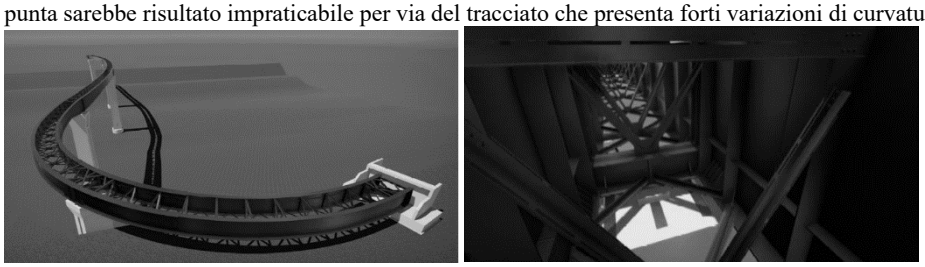


Fig. 2. Viste generiche del modello del viadotto (sola carpenteria metallica)

I due rami si differenziano soltanto per sviluppo, scansione delle luci, larghezza della sezione e altezza travi e per la modalità di realizzazione della pendenza trasversale della piattaforma.

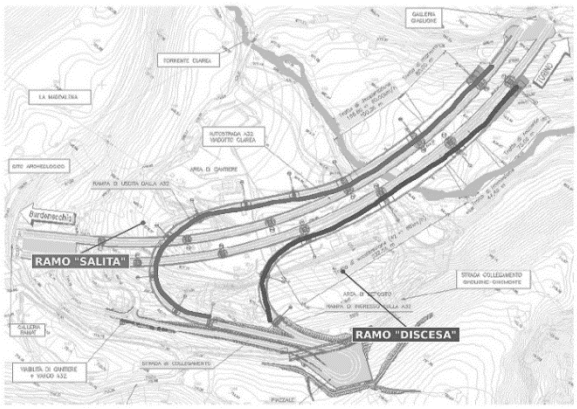


Fig. 3. Planimetria dello svincolo con indicazione dei due rami

Il tratto "**Discesa**" si sviluppa su una lunghezza di 448.4 m su luci 57.25 + 68.80 + 102.15 + 102.30 + 102.10 + 15 m. La larghezza della sezione è variabile da 9.60 m a 11.5 m fuori tutto e l'altezza delle travi da 3.15 a 5.1 m. La prima porzione del tratto, compresa tra la spalla SP2 e la pila IP2, è caratterizzata da un'accentuata curvatura planimetrica e da una campata di riva importante che scavalca un pendio particolarmente acclive e stabilizzato in terra armata: questa porzione viene nel

seguito indicata come “ricciolo” e rappresenta il nodo progettuale più delicato dell’intero montaggio.
Particolarmente importante, ed impattante per le fasi di montaggio, è la particolare modalità di realizzazione della pendenza trasversale dell’impalcato:

- Per gli allineamenti di SP2 e IP1 il modello costruttivo è costruito già tenendo conto delle rotazioni della piattaforma stradale di progetto: le travi sono quindi “scalettate”
- Per gli allineamenti di IP2, IP3, IP4, IP5 il modello costruttivo è costruito sull’orizzontale e la rotazione della sezione viene imposta in fase di montaggio mediante cedimenti differenziali tra appoggio interno ed esterno curva ($\Delta \approx 30$ cm)

Queste modalità costruttive hanno portato ad alcune conseguenze:

- Occorre considerare esplicitamente nella modellazione le suddette coazioni
- Occorre gestire la transizione tra ricciolo (SP2-IP1), costruito in pendenza trasversale, e parte rettilinea (IP2-IP5) costruita in retto e poi ruotata oltre alla contropendenza prevista tra IP2 e IP3
- Le operazioni di rotazione devono essere realizzate prima della posa e saldatura delle predalle metalliche onde evitare l’insorgere di una sezione torsionalmente rigida

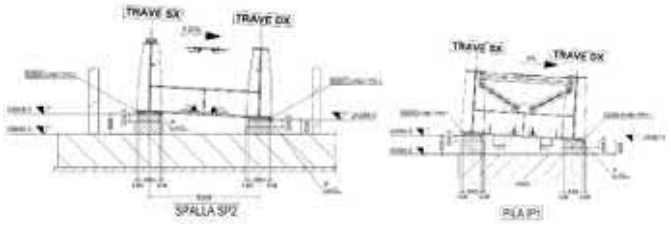


Fig. 4. Viadotto Discesa - Sezioni trasversali su Spalla SP2 e Pila IP1

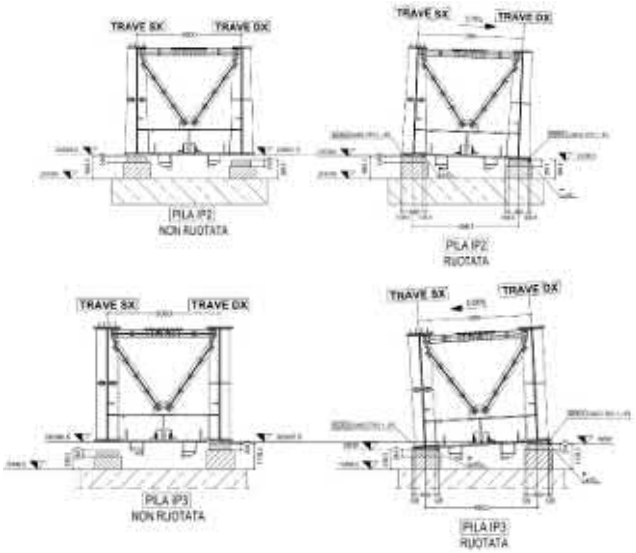


Fig. 5. Viadotto Discesa - Sezioni trasversali Pre e Post Rotazione - Pila IP2 e pila IP3

Il tratto "**Salita**" si sviluppa su una lunghezza di 571.27 m su luci: 41.15 + 50.68 + 50.68 + 42.24 + 57.49 + 57.50 + 61.20 + 97.76 + 97.76 + 15 m (sbalzo). La larghezza della sezione è variabile da 8.76 m a 11 m fuori tutto e l'altezza delle travi da 2.45 a 5.22 m.

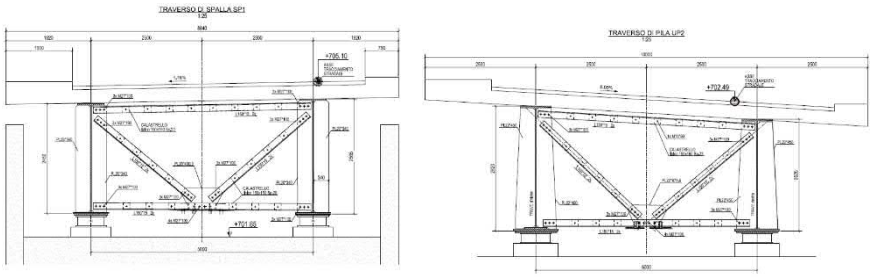


Fig. 6. Viadotto Salita - Sezioni trasversali su spalla SP1 e pila UP2

In questo caso la pendenza trasversale viene conferita variando le altezze delle travi ed il tracciato risulta più regolare rispetto a quello del ramo "Discesa" anche per l'assenza di una campata di riva molto importante sopra il pendio: ne consegue una fasistica di montaggio sensibilmente più lineare fatta eccezione per il tratto in cui il nuovo viadotto passa al di sotto del viadotto esistente ove si sono resi necessari opportuni accorgimenti.

3 DESCRIZIONE DEL MONTAGGIO

3.1 Modalità di sollevamento

Il montaggio è stato effettuato mediante successivi sollevamenti dal basso tramite gru, impiegate singolarmente (sollevamento a canestro) o in tandem lift, previo assiemaggio a terra dei conci. La scelta, alternativa al varo per spinta (peraltro possibile solo nel tratto "rettilineo"), è stata resa possibile dall'accessibilità delle aree sottostanti l'impalcato e consente di concentrare a terra la quasi totalità delle lavorazioni di assiemaggio.



Fig. 7. Vista d'insieme del cantiere a montaggio del viadotto Discesa completato



Fig. 8. Planimetria di cantiere -ricciolo

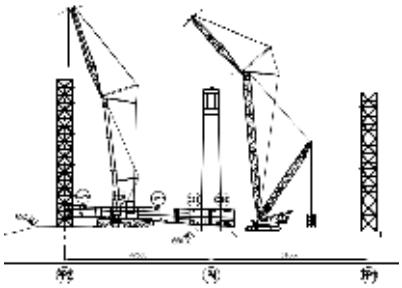


Fig. 9. Fase tipica



Fig. 10: Fase di affaccio tipica tra conci

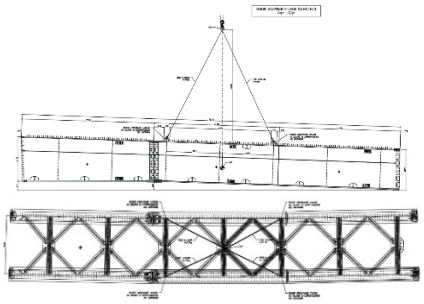


Fig. 11: Esempio di canestro

A seconda delle condizioni al contorno l'impalcato è stato alternativamente sollevato per travi singole, conci singoli o macroconci.
Le giunzioni bullonate e saldate di continuità sono eseguite in quota. Per velocizzare le operazioni il rilascio delle gru avviene dopo il serraggio del 50% dei bulloni previsti nei giunti bullonati.

3.2 Fasi di montaggio – viadotto Discesa

Il montaggio prende avvio da due fronti distinti, imposti dalla posizione delle piste di cantiere e dalle aree disponibili per l'assiemaggio a terra: il "ricciolo" in prossimità della spalla SP2 e la zona della pila IP4, al centro delle campate principali da circa 100 m. Il montaggio è stato condotto con due gru, una AC700 ed una CC2800, impiegate singolarmente o in tandem lift e ricollocate più volte lungo lo sviluppo dell'opera.
Il sollevamento più impegnativo dell'intero montaggio è quello del macro-concio C1-C4, che costituisce il "ricciolo" del tratto "Discesa". Esso è stato eseguito in tiro unico con gru CC2800. Per ridurre le frecce differenziali dovute alla limitata rigidezza torsionale del concio è stato predisposto un punto di appoggio intermedio mediante una trave di leva sotto il concio C1, in corrispondenza del terzo diaframma da spalla SP2, ed una controventatura provvisoria a livello di piattabanda superiore.

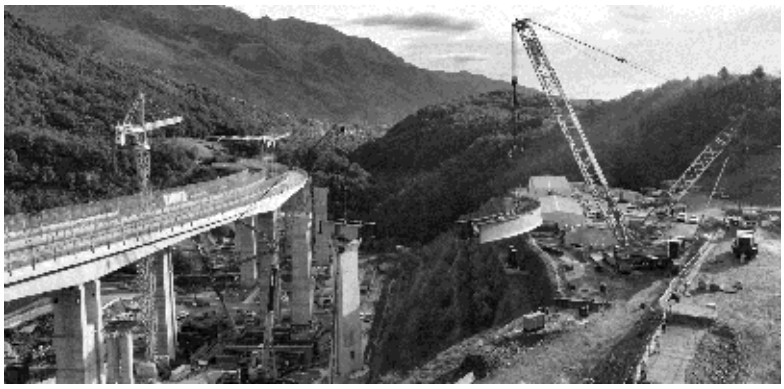


Fig. 12. Sollevamento in tiro unico del macro-concio C1-C4

Si procede quindi con il montaggio del concio di pila C5 su IP1 e successivo sollevamento in tiro unico del macro-concio C1-C4, che completa la campata SP2-IP1 e viene posto in appoggio su una stampella provvisoria antistante la spalla. Si predispongono quindi tre pile provvisorie PP1, PP2 e PP3 e si posizionano le gru in zona IP4.

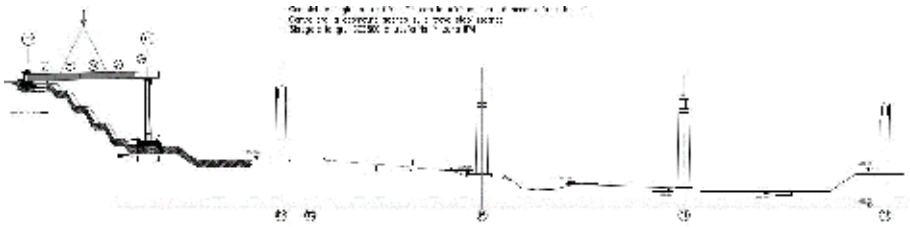


Fig. 13: Fasi 1-3 – montaggio del "ricciolo" e predisposizione delle pile provvisorie

Fasi 4-8 – Sollevamento in tandem lift del macro-concio C25-C28, collegato al concio di pila C29 e portato in appoggio su PP2. Si procede quindi per conci successivi a sbalzo verso IP3, con recupero della freccia mediante coazioni imposte in testa pila, fino al concio C21, sul quale è prevista la prolunga di appoggio per l'approdo in IP3.

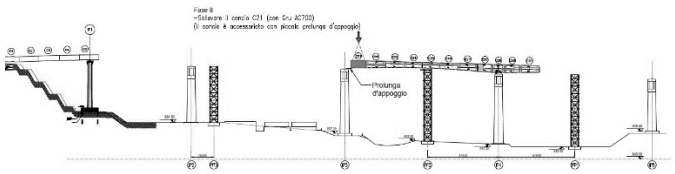


Fig. 14. Fasi 4-8 – avanzamento a sbalzo verso IP3 con appoggio intermedio su PP2

Si procede quindi con il montaggio su due fronti fino ad arrivare all'interfaccia con il ricciolo già montato. Si procede infine alla fase più delicata di tutto il progetto che consente la connessione del

"ricciolo" alle campate principali rettilinee. La ricerca della congruenza delle facce di affaccio viene descritta in dettaglio al paragrafo 4.1.

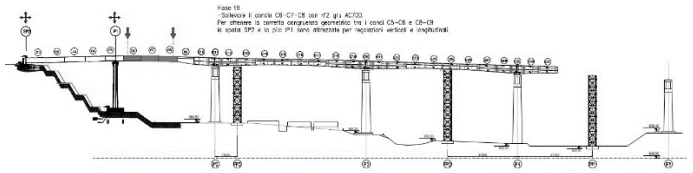


Fig. 15. Fasi 17-19 – connessione del "ricciolo" alle campate principali

Collegato il ricciolo si procede alla regolazione finale delle quote su IP2 e riposizionamento a quota teorica degli appoggi su IP3. È quindi possibile completare il montaggio procedendo in avanzamento verso IP5.
Due elementi ricorrono lungo tutta la sequenza e ne costituiscono la logica: le pile provvisorie ed i ritegni trasversali non sono mai tutti attivi contemporaneamente, ma vengono inseriti ed esclusi dallo schema statico fase per fase; i ritegni longitudinali sulle pile definitive sono gestiti in modo che il ponte risulti in ogni conFig.zione vincolato secondo uno schema isostatico.

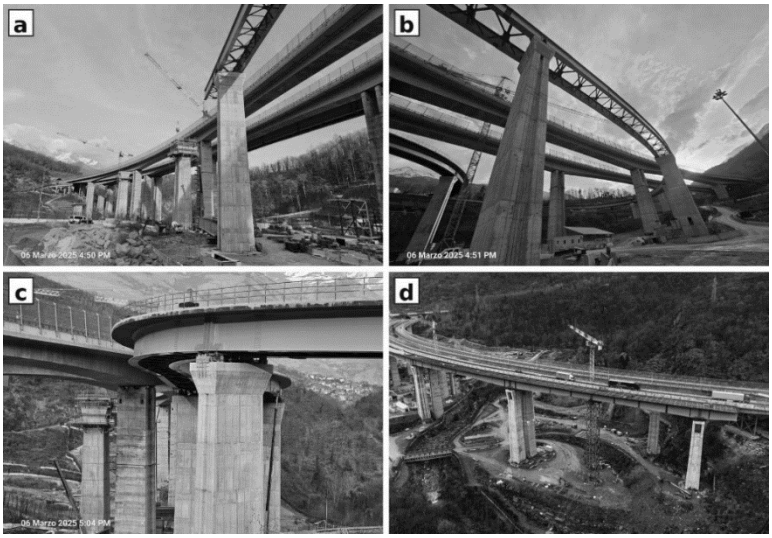


Fig. 16. Fasi di varo: (a, b) montaggio dell'impalcato metallico in affiancamento al viadotto esistente; (c) appoggio su testapila con pile di calaggio e martinetti di regolazione; (d) impalcato completato con predalle metalliche

4 MODELLAZIONE FEM

Le verifiche dell'impalcato metallico e delle relative attrezzature sono state realizzate tramite modellazione FEM con il software Straus7. Il modello globale riproduce l'intero impalcato e le attrezzature provvisorie, con appoggi reagenti a sola compressione in corrispondenza delle stilate di

calaggio e vincoli monodirezionali in corrispondenza dei ritegni trasversali e longitudinali. L'analisi è di tipo non lineare e segue la costruzione fase per fase, così che ciascuno stage erediti lo stato della struttura al termine del precedente: è questo il presupposto che consente di trattare correttamente sia le manovre di congruenza sia la valutazione degli effetti di memoria.

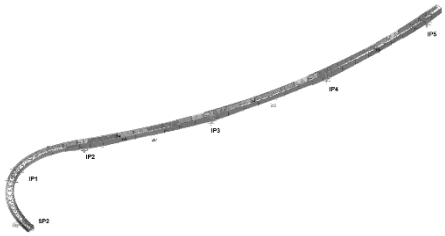


Fig. 17. Modellazione FEM del viadotto "Discesa"



Fig. 18. Modellazione FEM pila provvisoria

Le fasi di montaggio sono state modellate mediante l'opzione "morphed" che consente di collegare parti di modello senza indurre azioni interne ulteriori.
Ai modelli sono applicati i pesi propri della carpenteria metallica ed i carichi permanenti di prima fase, le azioni di vento e di temperatura relative alle condizioni transitorie e le coazioni sui punti di appoggio con cui vengono riprodotte le regolazioni eseguite in cantiere: sono queste ultime lo strumento con cui il modello descrive le manovre di messa in congruenza.

4.1 Congruenza tra ricciolo e tratto rettilineo

L'aspetto più delicato del montaggio riguarda l'avvicinamento e la chiusura del giunto tra il tratto curvo ("ricciolo") ed il tratto in retto del viadotto "Discesa". La questione ha origine nel criterio di tracciamento adottato in sede di progetto costruttivo: la pendenza trasversale dell'impalcato viene conferita mediante una rotazione rigida della sezione su ciascun allineamento di appoggio, ma tale rotazione è stata incorporata nella geometria di officina solo per una parte degli allineamenti. Occorre infatti precisare che per gli allineamenti di SP2 e IP1 il modello costruttivo è costruito già tenendo conto delle rotazioni di progetto mentre per gli allineamenti di IP2, IP3, IP4 e IP5 il modello costruttivo è costruito sull'orizzontale e la rotazione della sezione viene impressa in fase di montaggio, mediante cedimenti differenziali tra l'appoggio di trave destra e quello di trave sinistra.

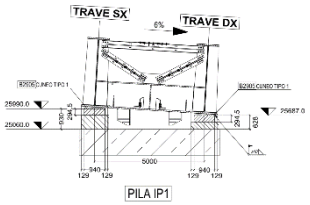


Fig. 19. Sez. trasv. su IP1

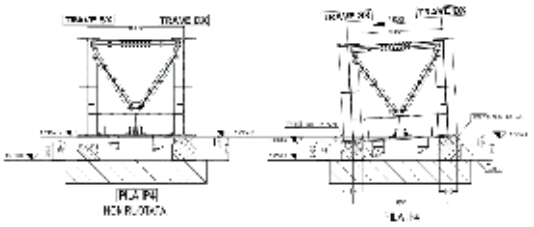


Fig. 20. Sezione trasversale su IP4 pre e post rotazione

A titolo di esempio si riportano le sezioni trasversali su IP1 e IP4 (Figure 19 e 20) ed il confronto tra conFig.zione non ruotata e ruotata sull'allineamento IP2, dove si riconoscono i cunei di spessore interposti in corrispondenza degli appoggi con cui la rotazione viene materializzata e la pendenza trasversale della sede stradale portata al valore di progetto.
Dal momento che il ricciolo è costruito fino al concio C8 compreso considerando la conFig.zione finale ruotata, mentre da IP2 a IP5 (conci da C9 a C39 compresi) l'impalcato è modellato considerando una conFig.zione orizzontale sugli appoggi, si determina una discontinuità a livello di modello costruttivo proprio tra i conci C8 e C9, ove è presente un giunto bullonato. Il disallineamento tra i lembi si manifesta nelle tre direzioni — longitudinale, trasversale e verticale — e non è recuperabile con le sole tolleranze di officina.
Si è quindi reso necessario introdurre opportune coazioni affinché gli spostamenti in corrispondenza dell'interfaccia C8/C9, indotti dai carichi agenti e dalle manovre di montaggio, fossero tali da annullare i gap sopra evidenziati e rendere allineate le facce del giunto bullonato. La sequenza, definita in modello e tradotta in istruzioni operative per il cantiere, può essere sintetizzata attraverso le seguenti manovre:

- A seguito del montaggio del concio di pila IP1 (C5) viene sollevato il macroconcio C1-C4, collegato a C5 e posto in appoggio sulla stampella provvisoria in prossimità di SP2.

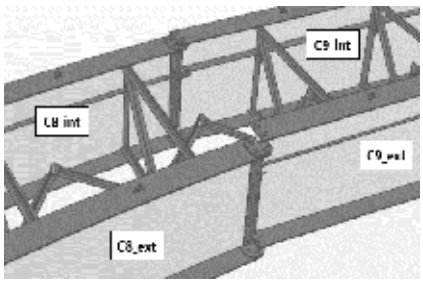


Fig. 21. Disallineamento all'interfaccia C8-C9

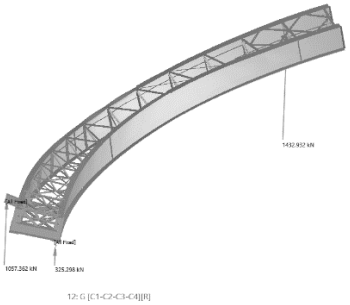


Fig. 22. Coazioni su Ricciolo

- **LATO RICCIOLO:**
  Applicazione di 200 kN sui puntelli (trave dx e sx) posti tra SP2 e IP1
  Sollevamento di 80 mm dell'appoggio della "trave stampella" posta davanti a SP2
- **LATO IP2 (azioni da eseguire in questa sequenza):**
  Rimozione ritegni trasversali su campata IP2-IP3
  Disattivazione pila provvisoria PP3
  Resettare la quota teorica di appoggio su PP2
  Imposizione su IP2 di un abbassamento di 187.5 mm sulla trave Dx
  Spostamento longitudinale del macroconcio C1-C4 per la regolazione dell'aria tra i lembi
  Chiusura del giunto su C5
  Appoggio del macroconcio C6-C8 su C9
  Scarico della gru
  Extrarotazione su P2 (sollevamento di 75 mm)
  Coazione trasversale in piattabanda inferiore per eliminare i gap residui
  Sollevamento su P2 di 150 mm su trave dx e sx
  Chiusura del giunto C8-C9
  Reset della quota appoggi su IP2

Le manovre descritte sono materialmente realizzate da martinetti idraulici, disposti sia sugli allineamenti di appoggio, per imprimere cedimenti e rotazioni, sia direttamente sull'interfaccia del "ricciolo" per la coazione trasversale. In quest'ultimo caso il martinetto agisce in corrispondenza della piattabanda inferiore ed è contrastato da un angolare 250x250x20 solidale al ritegno trasversale, con eventuali piatti di spessoramento per la messa a punto della corsa: è questo il dispositivo con cui vengono azzerati i gap residui immediatamente prima della chiusura del giunto tra i conci C8 e C9.

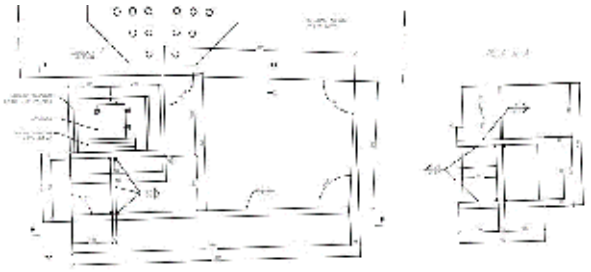


Fig. 23. Martinetto di regolazione orizzontale in ptb inf sull'interfaccia del "ricciolo"

La discontinuità geometrica che il modello di calcolo evidenzia lato IP2 è pertanto solo apparente: gli spostamenti imposti sono infatti tali da riportare in coincidenza i lembi affacciati, e i gap residui al termine della sequenza risultano contenuti entro le tolleranze costruttive e di montaggio.

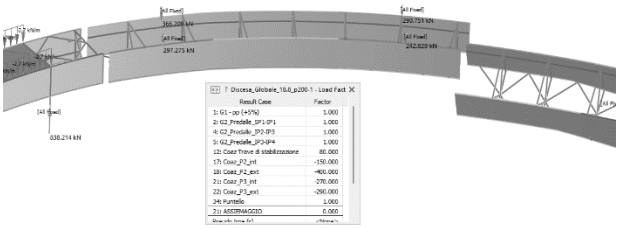


Fig. 24. ConFig.zione di allineamento

4.2 Valutazione degli effetti di memoria

La fasistica di montaggio, dettata anche da esigenze di cantierizzazione, comporta per la struttura una storia di carico diversa da quella implicitamente assunta dal progetto esecutivo, che considera i carichi applicati nella sola conFig.zione finale. Si è quindi verificato che tale differenza non lasciasse nella struttura "effetti di memoria" significativi, confrontando la conFig.zione statica a fine montaggio, in termini di tensioni e deformazioni, denominata FM (Fine Montaggio), con quella di fase 1 prevista dal progetto esecutivo, denominata F1PE (Fine fase 1 Progetto Esecutivo), ipotizzando l'applicazione istantanea del peso proprio strutturale e delle coazioni nella conFig.zione statica finale dell'impalcato senza soletta.

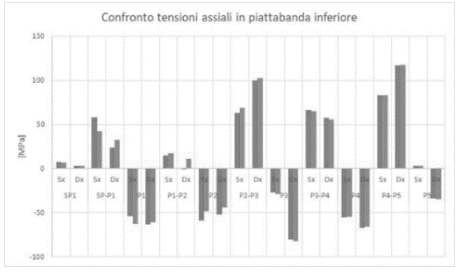


Fig. 25. Effetti di memoria – Differenze tra tensioni medie in piattabanda inferiore

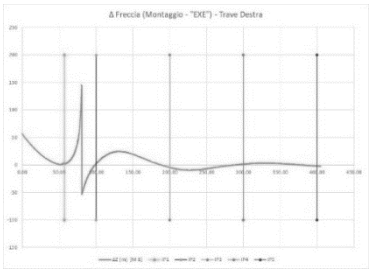


Fig. 26. Effetti di memoria – Differenze in termini di freccia – Trave Dx

Non essendo desumibili dalla documentazione di progetto esecutivo le reazioni relative ai singoli casi di carico elementari, è stato realizzato un modello di confronto mirato a riprodurre le ipotesi di calcolo adottate in quella sede. Poiché non erano note né le modalità con cui vi erano state applicate le rotazioni sulle pile, né il grado di collaborazione attribuito alle predalle, il confronto è stato ripetuto su alcuni scenari alternativi, in modo da coprire l'intervallo delle interpretazioni possibili.
Il confronto è stato condotto sulle tensioni assiali medie in piattabanda inferiore, in quanto è la meno influenzata dal comportamento in sezione mista, nelle varie sezioni notevoli dell'impalcato: gli effetti di memoria indotti dalla fasistica di montaggio risultano trascurabili dal punto di vista tensionale. Analogo esito fornisce il confronto in termini deformativi, condotto sui differenziali delle frecce di trave destra e trave sinistra: i valori risultano sostanzialmente allineati lungo tutto lo sviluppo, con l'unica cuspide in corrispondenza del giunto tra C8 e C9, dove la discontinuità è attesa e riconducibile alla rotazione imposta prevista dalla conFig.zione di progetto costruttivo.

5 ATTREZZATURE DI MONTAGGIO

5.1 Stampella di appoggio

Sul tratto "Discesa", nei pressi della spalla SP2, sono stati adottati una "stampella" di appoggio ed un puntello costituito da stilate di calaggio, al fine di gestire l'avvicinamento e la chiusura del giunto nella zona di connessione tra il tratto curvo ("ricciolo") ed il tratto in retto. La loro funzione non è solo di sostegno provvisorio: essi costituiscono i punti di applicazione delle forzature e dei cedimenti controllati con cui sono stati imposti alla struttura sollevamenti e coazioni di entità calibrata.

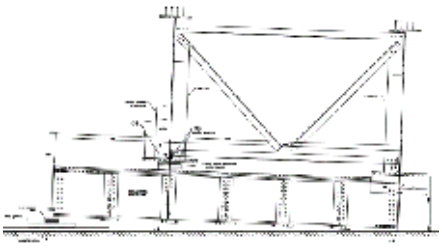


Fig. 27. Stampella sotto SP2

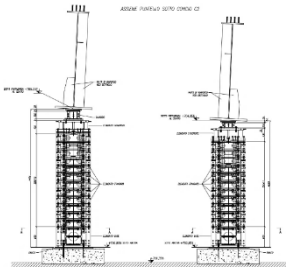


Fig. 28. Puntello sotto concio C2

5.2 Pile Provvisorie

Per il viadotto "Discesa" sono state utilizzate 3 pile provvisorie, nelle campate P2-P3 (PP3), P3-P4 (PP2) e P4-P5 (PP1); sul tratto "Salita" ne sono state sufficienti due, posizionate nelle campate UP7-UP8 e UP8-UP9. Le pile provvisorie adottate sono di tipo Rental, costituite da moduli aventi dimensione 5x5 m in pianta ed altezza 2.5 m, per altezze complessive fino a circa 50 m.
Le pile provvisorie non sono mai tutte attive contemporaneamente: ciascuna entra nello schema statico al momento dell'appoggio del concio di riferimento e ne viene esclusa non appena la porzione di impalcato è in grado di autosostenersi. Le pile sono rigidamente collegate all'impalcato che ne costituisce elemento di stabilizzazione fuori piano.



Fig. 29. Pila provvisoria tipo Rental

5.3 Avambecchi di regolazione

Sul ramo "Discesa", al fine di gestire l'arrivo a sbalzo dei conci C21 e C8 sulle pile definitive IP3 e IP5, sono state previste delle prolunghe di appoggio. Tali attrezzature non svolgono la sola funzione di mensola di approdo, ma sono concepite come dispositivi di regolazione: il grado di libertà controllabile attraverso il quale portare in congruenza le facce del giunto prima del serraggio.
In fase di appoggio del concio il bilancino è sollecitato dalle reazioni vincolari trasmesse dalla pila al concio. Nel caso del concio C8, data l'obliquità della sezione, a favore di sicurezza si è assunto che il contatto avvenga in un primo momento in corrispondenza di una sola trave. Entrambi gli avambecchi sono attrezzati per la regolazione: su C21 mediante due martinetti posti agli estremi della trave di testa; su C8 mediante ganasce collocate agli estremi della trave di testa e in corrispondenza delle piattabande inferiori del ponte lato concio C9, in grado di alloggiare martinetti. In entrambi i casi la finalità è la medesima: disporre di una regolazione fine con cui recuperare gli scostamenti tra i lembi ed effettuare le manovre di congruenza.

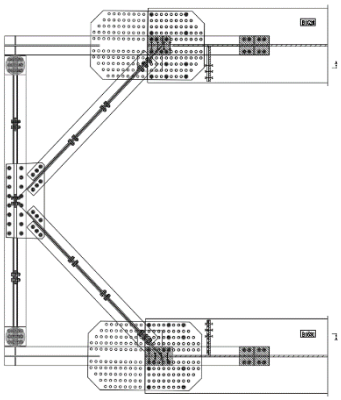


Fig. 30. Avambecco su C21 - Schema disposizione martinetti

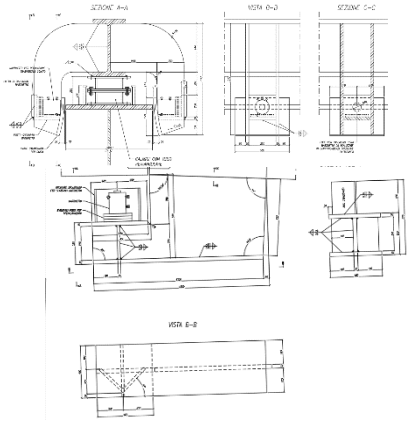


Fig. 31. Avambecco su C8 - Schema disposizione martinetti

5.4 Ritegni trasversali e longitudinali

L'impiego di pile provvisorie alte fino a 50 m ha reso necessario contrastare gli spostamenti trasversali dell'impalcato nelle fasi transitorie mediante dispositivi di ritegno in campata, vincolati al ponte esistente: la ridotta distanza tra l'opera nuova e quella in esercizio ha reso praticabile questa soluzione, evitando il ricorso a controventature provvisorie a terra su altezze rilevanti.

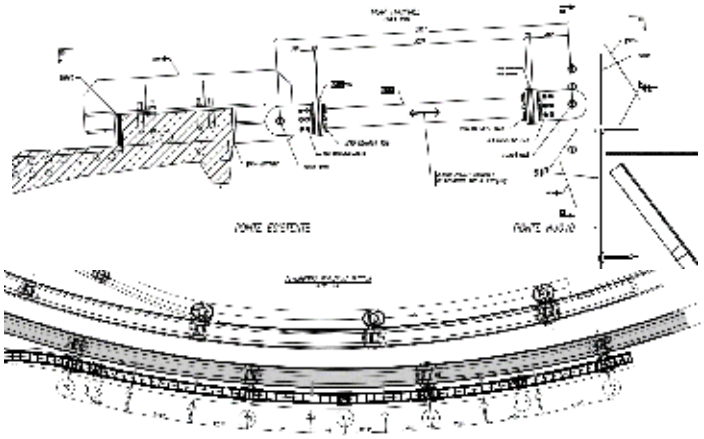


Fig. 32. Ritegno tipologico di campata su ponte esistente e disposizione planimetrica

Per il viadotto "Discesa" la posizione di tali ritegni è rappresentata nell'immagine sottostante (2 per campata da 100 m); anche in questo caso i posizionamenti sono da considerarsi non contemporanei, non essendo prevista alcuna fase in cui essi risultino tutti attivi: Sul viadotto "Salita" i ritegni trasversali sono stati posizionati su ogni allineamento di spalla e di pila definitiva. Su entrambi i viadotti sono stati inoltre disposti dispositivi di ritegno longitudinale sugli allineamenti di pila definitiva, che entrano in gioco quando i corrispondenti conci o macro-conci a cui sono collegati vengono

messi in opera. La loro gestione, fase per fase, è stata studiata in modo che il ponte risulti in ogni conFig.zione vincolato secondo uno schema isostatico, evitando l'insorgere di coazioni parassite non controllate.

6 CONCLUSIONI

Il montaggio del Viadotto Clarea ha richiesto un complesso progetto delle fasi transitorie che può essere riletto attraverso tre aspetti focali.
Il primo è la congruenza. Il criterio di tracciamento adottato, con la sezione ruotata in officina solo su una parte degli allineamenti, ha reso l'allineamento dei lembi al giunto tra C8 e C9 un obiettivo da conseguire in cantiere attraverso una sequenza calibrata di coazioni, cedimenti e forzature, con notevole complessità di calcolo e una traduzione puntuale dei risultati in quote di appoggio operative.
Il secondo è la tipologia della sezione: l'impalcato bitrave a doppio T, a sezione aperta e quindi poco rigida a torsione fino al getto della soletta, è particolarmente sensibile alle rotazioni imposte sugli appoggi, il che ha reso indispensabile seguire la costruzione fase per fase con analisi non lineari e controllare in ogni istante lo schema di vincolo.
Il terzo è la fasistica: sequenza per macrofasi con sollevamenti dal basso e montaggi a sbalzo, pile provvisorie alte fino a 50 m attivate e disattivate in tempi diversi, ritegni trasversali collegati al viadotto esistente e ritegni longitudinali gestiti in modo da mantenere sempre uno schema isostatico.
La verifica finale degli effetti di memoria ha confermato che, a fronte di una storia di carico sensibilmente diversa da quella assunta in sede di progetto esecutivo, la struttura giunge alla conFig.zione finale con uno stato tensionale e deformativo sostanzialmente coincidente con quello previsto.

RIFERIMENTI

[1] D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
[2] UNI EN 1990:2006 "Criteri generali di progettazione strutturale"
[3] UNI EN 1991-1-1:2004 "Azioni sulle strutture - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici"
[4] UNI EN 1991-1-4:2005 "Azioni in generale – Azioni del vento"
[5] UNI EN 1993-1-1:2005 "Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici"
[6] UNI EN 1993-1-5:2007 "Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra"
[7] UNI EN 1993-2:2007 Progettazione delle strutture in acciaio - Ponti di acciaio
[8] UNI EN 1993-1-8:2005 "Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti"

PAROLE CHIAVE

Viadotti, Montaggio, Effetti di memoria, Congruenza

STAZIONE «PARC DES EXPOSITIONS (PEX)» E PASSERELLE PER LA LINEA 17 DEL GRAND PARIS EXPRESS

"PARC DES EXPOSITIONS (PEX)" STATION AND PEDESTRIAN FOOTBRIDGES FOR LINE 17 OF THE GRAND PARIS EXPRESS

Leonardo Balocchi, Giovanni Costa, Simona Paone
STEEL PROJECT ENGINEERING S.r.l
Via G. March 14/B Livorno, Italia
info@steelproject.it

Andrea Bovolenta, Mauro Linzi, Ennio Picco, Francesco Punzo
CIMOLAI S.p.A
Porcia - Corso Lino Zanussi, 26 (PN), Italia
info@cimolai.com

ABSTRACT

As part of the new Line 17 of the Grand Paris Express, the Parc des Expositions station is planned. The project includes a station building and pedestrian bridges connecting it to the exhibition area. The station, referred to as the "Gare", has dimensions of 28 x 181 m and is arranged over four levels, with an overall height of 22 m. The first composite deck is supported by steel frames or reinforced concrete shear walls. The platform level provides access to trains running on the viaduct crossing the station and is structurally independent from it; the deck consists of a precast slab supported by longitudinal composite-section girders resting on portal frames with a Vierendeel scheme. The ETFE roof is supported by arches spaced at 9 m, interconnected by tubular liernes. The pedestrian walkway system, referred to as the "Passerelle", connects the "Gare" to the exhibition and commercial areas, spanning the existing RER B line. The orthotropic deck consists of a central three-cell box girder with tapered cantilevered wings. Tubular columns arranged in a "V" support the deck. The project also includes stairways, elevators, escalators and dynamic damping systems (TMDs and isolators) required to ensure pedestrian comfort.

SOMMARIO

Nell'ambito della realizzazione della nuova linea 17 del Grand Paris Express è prevista la costruzione della stazione Parc des Expositions, comprendente un fabbricato civile ed un sistema di ponti pedonali per il collegamento all'area fieristica. Il fabbricato di stazione, detto "Gare", misura 28 x 181 m in pianta e si articola su 4 livelli, per un'altezza di 22 m. Il primo impalcato, in soluzione

mista, è sostenuto da telai in acciaio e setti in cemento armato. Il piano delle banchine consente l'accesso ai treni in transito sul viadotto, staticamente indipendente dalla stazione; l'impalcato è costituito da una soletta piena prefabbricata sostenuta da travi longitudinali in sezione mista, appoggiate su portali con schema a Vierendell. La copertura in ETFE è sostenuta da archi disposti ogni 9 m, collegati da arcarecci tubolari. Il sistema di camminamenti pedonali, denominato "Passerelle", collega la "Gare" alle aree espositive e commerciali, scavalcando la linea RER B esistente. L'impalcato a lastra ortotropa è composto da un cassone tricellulare centrale con remi rastremati in altezza, sostenuto da colonne tubolari a "V". Completano l'opera scale, ascensori, scale mobili e sistemi di smorzamento dinamico (TMD e isolatori) necessari a garantire il comfort dei pedoni.

1 INTRODUZIONE

La sezione aerea della nuova linea 17 del Grand Paris Express ridefinisce la mobilità nel quadrante nord-orientale della metropoli parigina, attraversando un'area strategica per attività commerciali e fieristiche. Fulcro dell'intervento è la nuova stazione sopraelevata del Parc des Expositions, collegata all'esistente linea RER B mediante una passerella pedonale. Entrambe le opere si inseriscono lungo un viadotto ferroviario di 3,5 km, progettato per superare i principali assi stradali e autostradali e garantire un transito ferroviario in sede autonoma e con criteri di comfort ferrotramviario moderni. L'opera migliora l'efficienza dei trasporti e favorisce lo sviluppo urbanistico ed economico dei comuni interessati.

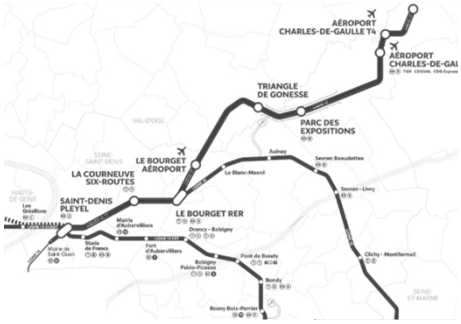


Fig. 1. Tracciato "Ligne 17"

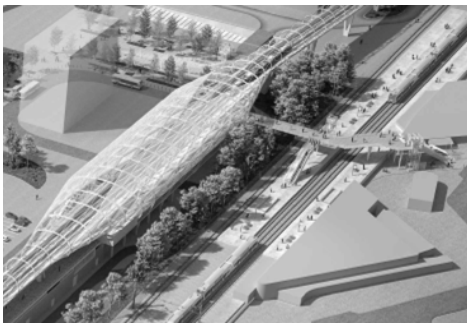


Fig. 2. Render stazione e passerella

2 GARE PEX

2.1 Descrizione dell'opera

La «Gare PEX» è il fabbricato principale della stazione; l'edificio ha larghezza pari a circa 28 m, lunghezza di circa 181 m e si sviluppa su quattro livelli principali per un'altezza complessiva di 22 m. La configurazione architettonica e strutturale è condizionata dalla presenza del viadotto della linea metropolitana, che attraversa la stazione a una quota superiore mantenendosi staticamente indipendente dall'edificio.



Fig. 3. Vista d'assieme

Al piano terra, la prima porzione di struttura verticale è caratterizzata da una ossatura portante in telai metallici con colonne inclinate a V, mentre nella restante parte sono presenti colonne pendolari verticali, nuclei e setti portanti in c.a. destinati a resistere alle azioni verticali e orizzontali. Il solaio del primo impalcato è costituito da una soletta su lamiera grecata e travi piolate. Al livello superiore si trova il *Mezzanine*, destinato alla distribuzione dei flussi e al collegamento tra gli accessi, la "Passerelle" e i percorsi verticali verso le banchine. Strutturalmente, è costituito da doppi portali indipendenti, incastrati superiormente e configurati secondo uno schema Vierendeel.

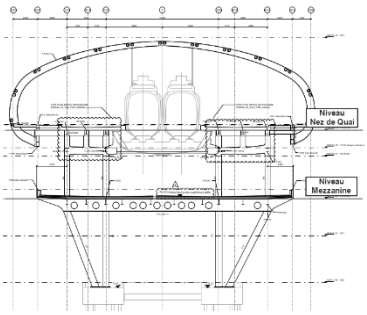


Fig. 4. Sezione tipica G1-G6

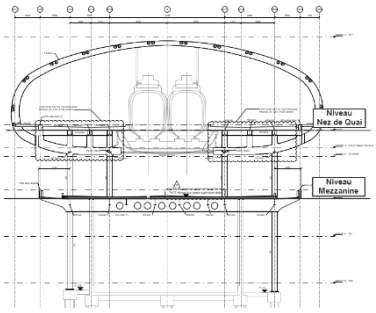


Fig. 5. Sezione tipica G7-G12

Ai quattro angoli della pianta *Mezzanine*, nelle *Zone Boîtes*, sono collocati i locali tecnici, delimitati da strutture in acciaio o pannelli murari e chiusi superiormente con pannelli in lamiera grecata. Al livello sovrastante (*Nez de Quai*) si trovano le banchine di accesso ai treni. Il viadotto che attraversa la stazione è sostenuto da strutture indipendenti dall'edificio, così da separarne il comportamento statico e dinamico. Il piano delle banchine è costituito da una soletta piena in c.a., realizzata con pannelli prefabbricati in ottica di riduzione dei tempi di costruzione e miglioramento del livello qualitativo di esecuzione. Nelle aree non accessibili al pubblico sono invece presenti grigliati metallici, scelti per ridurre i pesi e agevolare il passaggio e la manutenzione degli impianti. Il collegamento verticale tra i diversi piani è garantito da scale fisse, scale mobili e castelli ascensori, le cui strutture di sostegno sono integrate nell'orditura principale e secondaria dei vari livelli.

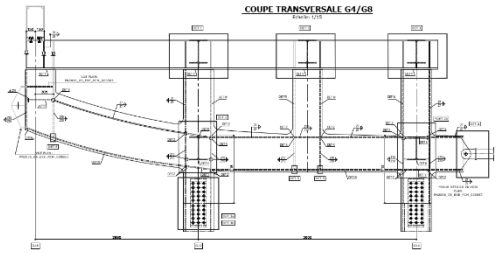


Fig. 6. Sezione tipica schema Vierendeel

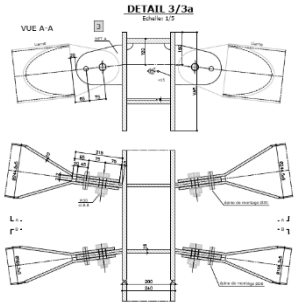


Fig. 7. Dettaglio collegamento arcareccio

La copertura dell'edificio si collega al livello delle banchine ed è uno degli elementi più caratterizzanti dell'opera: è infatti formata da archi metallici disposti ogni 9 m e collegati tra loro con arcarecci tubolari. La geometria degli archi è stata accuratamente studiata per definire un profilo architettonico morbido e continuo, in grado di raccordarsi armoniosamente ai diaframmi di sostegno delle banchine. Agli arcarecci è fissata, mediante appositi piedini di collegamento, una membrana in ETFE, scelta per la leggerezza, la trasparenza e le prestazioni climatiche e luminose.

2.2 Criteri di progettazione

Per descrivere correttamente il comportamento statico dell'opera è stato sviluppato un modello tridimensionale globale, nel quale travi e colonne sono state schematizzate con elementi *beam*, mentre solette, nuclei e setti sono stati rappresentati con elementi *shell*. Le travi secondarie sono state assunte incernierate agli estremi, in coerenza con la loro funzione di semplice trasferimento dei carichi verso gli elementi principali; per le travi principali è stata invece considerata la collaborazione acciaio-calcestruzzo, mediante le inerzie efficaci delle sezioni miste rese attive dai connettori a piolo.
Dal punto di vista statico, l'organismo resistente è stato organizzato in modo da distinguere chiaramente i percorsi delle azioni nelle due direzioni principali. In direzione trasversale, la struttura presenta una cerniera alla base delle colonne a V e delle colonne pendolari del primo spiccato. Il *Mezzanine* è vincolato longitudinalmente ai nuclei in calcestruzzo armato collocati su una metà dell'edificio, che svolgono un ruolo essenziale nella stabilizzazione dell'insieme. Le colonne che si sviluppano dal primo impalcato fino alla quota banchina risultano invece incastrate sia alle sottostanti colonne sia ai diaframmi presenti alla medesima quota. In direzione longitudinale, la risposta strutturale è affidata a due controventi continui, che presidiano la trasmissione delle azioni e il controllo delle deformazioni. La copertura è costituita da archi con connessioni a perno alla struttura sottostante; in senso longitudinale sono presenti arcarecci inclinati nel piano dell'arco, con funzione irrigidente e di ripartizione dei carichi, e svincolati a momento alle estremità. Alcuni controventi sono dotati di fori asolati longitudinali, così da limitare effetti iperstatici parassiti dovuti alle dilatazioni termiche.

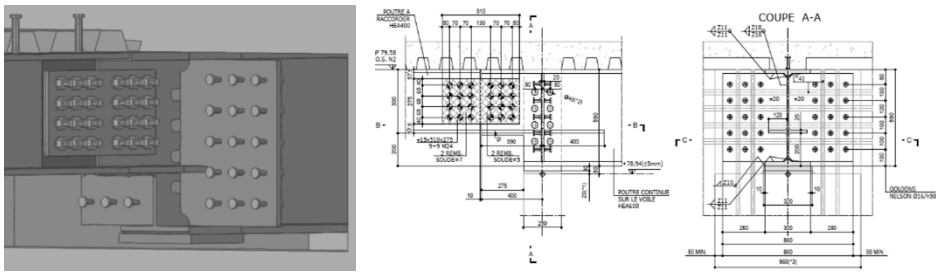


Fig. 8. Dettaglio trave su setto in c.a.

Un tema centrale del progetto è la *robustezza* strutturale, sviluppata secondo i criteri della *EN 1991-1-7* per la prevenzione della propagazione di una eventuale défaillance locale. L'approccio adottato non si basa sulla sola resistenza di elementi chiave, ma sulla presenza di una rete di catene resistenti orizzontali e verticali, capace di garantire percorsi alternativi di trasferimento delle azioni in caso di danneggiamento accidentale. In questo quadro, la robustezza è stata tradotta in progetto mediante azioni accidentali equivalenti di trazione applicate alle travi-tiranti e ai principali elementi di connessione, con verifiche locali mirate dei nodi più sollecitati.
Ne deriva un sistema in cui i collegamenti tra carpenteria metallica e setti in c.a. assumono un ruolo determinante non solo per il trasferimento delle azioni, ma anche per la continuità del comportamento resistente in condizioni di carico eccezionali come urti o esplosioni. Nei punti più sollecitati sono stati quindi previsti irrigidimenti locali e dettagli costruttivi dedicati, con l'obiettivo di garantire un efficace trasferimento delle forze e limitare l'estensione di eventuali effetti locali. In particolare, alla base delle colonne compresse in esercizio, la normativa impone la verifica a trazione in condizioni accidentali, al fine di garantire il comportamento a "catena" dell'elemento. In tali zone sono stati adottati collegamenti piolati tra struttura metallica e calcestruzzo armato, integrati da un'adeguata armatura di ancoraggio per la ripresa delle azioni di trazione.



Fig. 9. Modello copertura

Per le strutture metalliche degli impalcati è stata eseguita un'analisi dinamica per verificare il comfort degli utenti, con particolare attenzione alle scale in acciaio, più sensibili alle vibrazioni indotte dal traffico pedonale. Le verifiche, condotte secondo la normativa di riferimento, hanno consentito di controllare che le accelerazioni rimanessero entro i limiti di comfort previsti. È stato inoltre approfondito il comportamento deformativo della copertura. I limiti di spostamento, imposti dalla membrana in ETFE e dal sistema di alimentazione elettrica della linea metropolitana collegato alla struttura, hanno condizionato il dimensionamento e richiesto verifiche della rigidezza globale e locale.

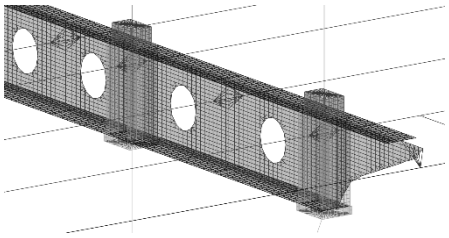


Fig. 10. Modello locale trave principale

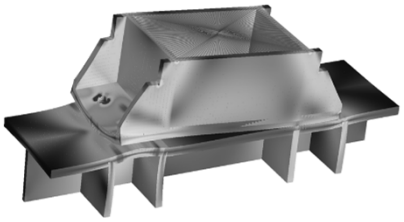


Fig. 11. Modello locale flangia colonna/trave

Oltre al modello globale, sono stati sviluppati modelli locali di dettaglio. Per le travi forate del *Mezzanine* sono stati realizzati modelli *shell*, al fine di cogliere lo stato deformativo e tensionale dovuto alla presenza di aperture di dimensioni rilevanti rispetto all'altezza delle travi. Tali modelli hanno permesso di analizzare fenomeni locali non adeguatamente descritti da una modellazione con elementi *beam* e di supportare il dimensionamento e la verifica delle sezioni indebolite.

2.3 Metodologia di montaggio

La progettazione della «Gare PEX» ha incluso lo studio delle fasi di montaggio. Inizialmente sono stati realizzati i setti e i nuclei in c.a., che hanno costituito l'ossatura rigida dell'edificio e garantito stabilità e rigidezza durante il successivo montaggio degli elementi metallici.



Fig. 12. Realizzazione nuclei c.a.



Fig. 13. Montaggio *Mezzanine*

Successivamente si è proceduto al montaggio sequenziale di pilastri e travi in acciaio, prevedendo, ove necessario, elementi provvisori di stabilizzazione per garantire la sicurezza della struttura nelle configurazioni transitorie. Particolare attenzione è stata dedicata alla logistica del cantiere e alla definizione delle aree di assiemaggio. A causa dei vincoli infrastrutturali e degli spazi ridotti, l'impiego delle gru era limitato a zone prestabilite, rendendo necessaria un'accurata pianificazione delle aree di stoccaggio e pre-assemblaggio e dei percorsi di movimentazione. Il montaggio della stazione è stato inoltre eseguito con le pile del viadotto già realizzate, richiedendo la verifica delle interferenze e il coordinamento tra i diversi cantieri. Dopo il getto del solaio del *Mezzanine* sono stati realizzati i pannelli murari perimetrali, per poi completare il montaggio delle strutture metalliche fino al livello delle banchine.



Fig. 14. Realizzazione pannelli murari



Fig. 15. Montaggio *Viaduc,* interno stazione

Il montaggio degli archi di copertura ha rappresentato una delle fasi più delicate sia per la complessità geometrica degli elementi sia per le condizioni operative determinate dalla presenza delle strutture già realizzate. Ciascun arco è stato suddiviso in tre elementi principali: due conci laterali e un concio centrale di chiusura. I conci laterali sono stati installati per primi e sostenuti mediante strutture provvisorie assimilabili a ponteggi. In corrispondenza del *Nez de Quai*, le dimensioni delle torri provvisorie non coincidevano con quelle delle travi sottostanti. È stato quindi necessario interporre appositi telai di travi in acciaio, dimensionati per trasferire correttamente le azioni alle strutture portanti dell'impalcato e garantire adeguate condizioni di appoggio e vincolo orizzontale. Nelle zone in cui era presente la soletta in calcestruzzo, le strutture provvisorie sono state invece ancorate direttamente a essa mediante tasselli chimici.

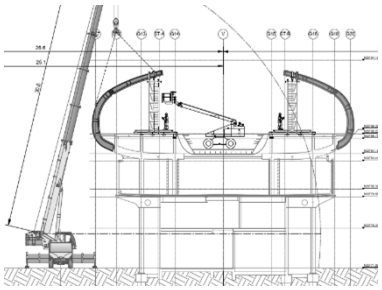


Fig. 16. Montaggio conci laterali

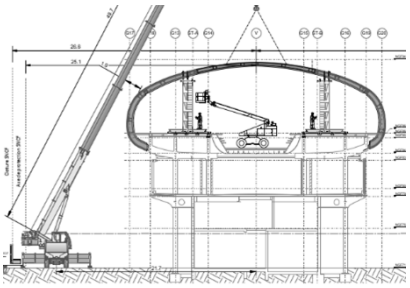


Fig. 17. Montaggio concio centrale

Le pile provvisorie sono state stabilizzate mediante tiranti. Ogni testapila è stato progettato per sostenere il concio laterale dell'arco e per impedirne gli spostamenti trasversali. L'estremità opposta del concio era collegata mediante il perno del collegamento definitivo, che tuttavia non era in grado, da solo, di sostenere l'elemento durante la fase temporanea di montaggio. Sul testapila è stato inoltre previsto l'inserimento di un martinetto, così da consentire eventuali regolazioni plano-altimetriche durante il collegamento del concio centrale ai due elementi laterali mediante coprigiunti. Per il sollevamento dei singoli conci sono stati utilizzati gli elementi già presenti sugli archi per il fissaggio di canaline. Questi sono stati imbracati con fasce e dispositivi paraspigolo, così da evitare danni durante le operazioni di movimentazione e posa. L'impiego dell'impalcato del viadotto già realizzato ha facilitato l'accesso alle aree di lavoro e il posizionamento degli elevatori, superando le limitazioni dovute alla ridotta accessibilità dal piano campagna.

3 PASSERELLE

3.1 Descrizione dell'opera

La «Passerelle» è il sistema di collegamento pedonale tra l'area commerciale «Paris Nord 2», a nord-ovest, e il «Parc International des Expositions de Paris-Nord Villepinte», a sud-est. L'opera consente inoltre l'attraversamento e l'accesso ai binari della linea RER esistente, nonché il collegamento diretto alla «Gare PEX», al livello *Mezzanine*. La configurazione dell'opera è stata, quindi, definita in funzione delle esigenze strutturali e dei requisiti di accessibilità, comfort e continuità dei percorsi pedonali.

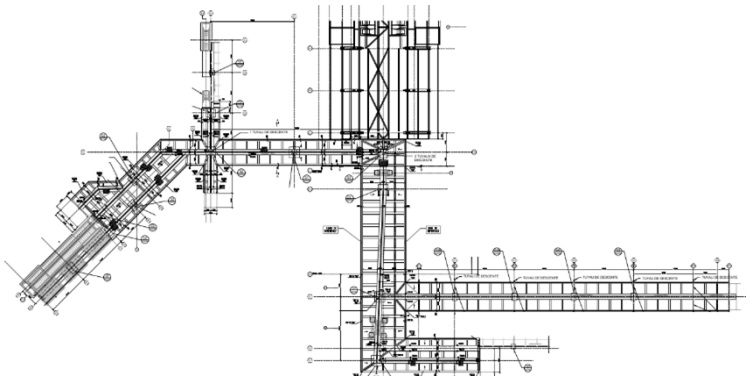


Fig. 18. Pianta "Passerelle"

L'impalcato metallico è costituito da una trave centrale continua a cassone tricellulare saldato, larga tra 500 mm e 1200 mm e con altezza massima pari a 680 mm. La larghezza dell'impalcato varia da 2.80 m a 9.40 m, raggiungendo il valore massimo nella campata principale, dove al cassone è affiancata un'ulteriore trave per incrementarne capacità e rigidezza. Alla trave centrale sono collegati elementi trasversali, denominati remi, realizzati con sezioni a T o a doppio T a inerzia variabile e disposti con interasse medio di circa 2,55 m. In corrispondenza del cassone, la loro altezza varia rispettivamente tra 245 e 560 mm e tra 250 e 730 mm. Tali elementi sostengono la lastra ortotropa superiore, completata dalla finitura in asfalto che costituisce il piano di calpestio. La passerella presenta diverse pendenze, la più significativa delle quali si trova lungo la rampa di collegamento al piano terra.

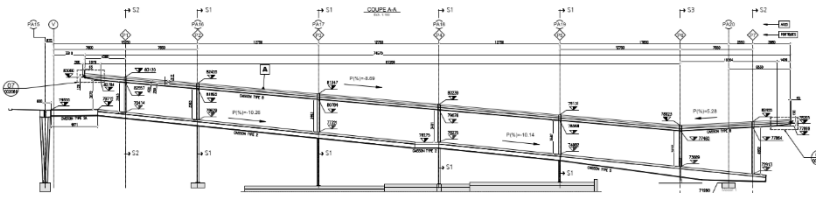


Fig. 19.Prospetto longitudinale rampa

La rampa, escluso il tratto sotto il viadotto, è l'unica porzione coperta della passerella. La copertura è sostenuta da portali in profili a cassone saldati, disposti ogni 13 m circa, sui quali poggia una

struttura metallica rivestita con membrane in ETFE. La geometria è stata studiata per ottenere un andamento armonioso e garantire il corretto deflusso delle acque meteoriche.

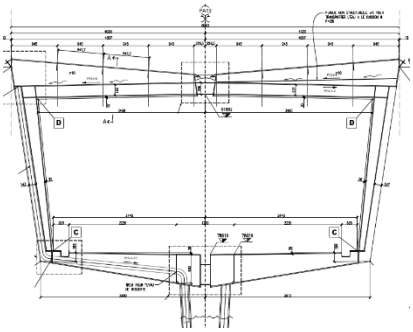


Fig. 20. Portale su rampa

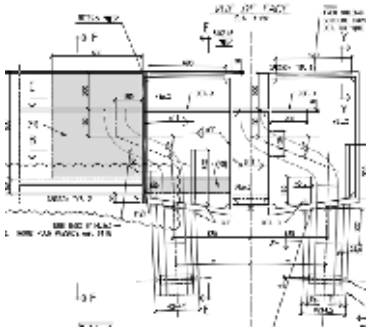


Fig. 21. Collegamento con colonne a V

L'impalcato è sostenuto da colonne tubolari a sezione circolare, disposte singolarmente o secondo schema a V. Alcune integrano internamente tubazioni in acciaio inox con funzione di pluviale.
Le strutture metalliche degli ascensori, realizzate su fosse in c.a., fungono in parte da sostegno per la passerella, mentre il collegamento con la «Gare PEX» svolge funzione di vincolo strutturale.
Completano l'opera le scale fisse e mobili, che, insieme agli ascensori, garantiscono l'accessibilità ai diversi livelli e l'integrazione funzionale con la stazione.



Fig. 22. Vista d'assieme "Passerelle"

3.2 Criteri di progettazione

La struttura è stata modellata mediante elementi *beam* per colonne, travi principali e secondarie, mentre elementi *shell* sono stati impiegati per rappresentare la lamiera ortotropa.
Il modello globale ha consentito di valutare il comportamento complessivo della passerella, analizzando sollecitazioni, deformabilità e spostamenti globali. La presenza di colonne particolarmente snelle ha reso la struttura sensibilmente deformabile, soprattutto sotto l'azione dei carichi orizzontali. Per incrementare la rigidezza complessiva della struttura sono stati utilizzati punti di ritegno e vincoli favorevoli. In particolare, il collegamento con la «Gare PEX», modellato per rappresentare correttamente l'interazione tra le due strutture, ha consentito di limitare gli spostamenti dell'impalcato e migliorare il comportamento globale della passerella.
Alcune zone sono state analizzate nel dettaglio per definire con maggiore accuratezza il comportamento locale della struttura. In particolare, sono stati sviluppati diversi modelli locali della lastra

ortotropa, finalizzati a valutarne il comportamento e a verificare il corretto dimensionamento degli irrigidimenti longitudinali. Tali modelli hanno inoltre consentito di analizzare nel dettaglio le aree caratterizzate da discontinuità geometriche (zone d'angolo, aperture per passaggio delle colonne del viadotto) nelle quali si manifestano concentrazioni di tensione e fenomeni locali non adeguatamente rappresentati dal modello globale. Ulteriori modelli locali sono stati sviluppati per analizzare collegamenti rilevanti, caratterizzati da elevate sollecitazioni e geometrie complesse.

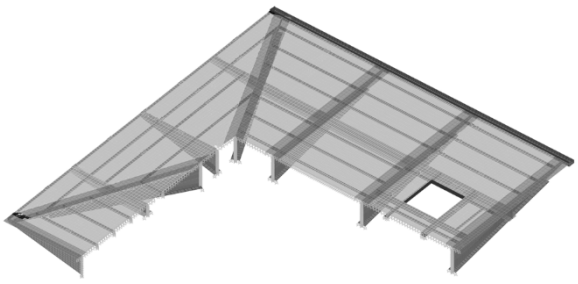


Fig. 23. Modello locale lastra ortotropa zona d'angolo

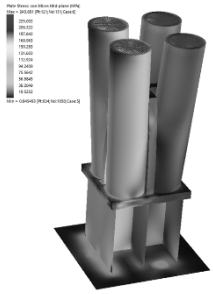


Fig. 24. Piastra di base

A monte della progettazione è stato condotto uno studio preliminare per definire le pendenze dei vari tratti della passerella e la corretta impostazione altimetrica dell'intero percorso, inclusa la copertura della rampa. Le pendenze, necessarie al corretto deflusso delle acque, sono state assegnate direttamente alla struttura in acciaio, anziché ottenute variando lo spessore della finitura in asfalto, con conseguente maggiore complessità nel raccordo tra elementi posti su piani differenti.
Per la «Passerelle» è stata condotta un'analisi dinamica finalizzata alla valutazione del comfort dei pedoni, secondo le prescrizioni della normativa francese SETRA. Il team di direzione e coordinamento (MOE) ha richiesto il raggiungimento della Classe I e del livello di comfort massimo.

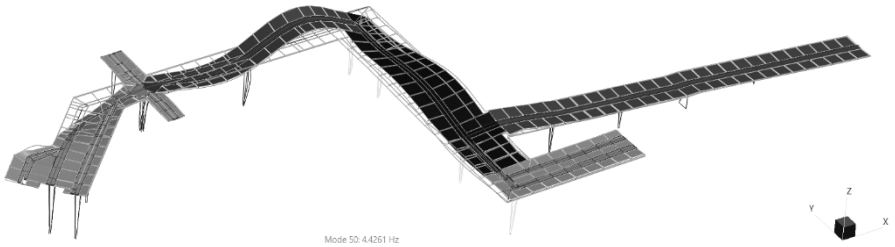


Fig. 25. Modello globale – Analisi dinamica

Un primo studio, incentrato sull'analisi modale, ha evidenziato criticità relative sia alle accelerazioni verticali sia a quelle orizzontali: alcune parti della passerella ricadevano negli intervalli critici per le vibrazioni verticali, mentre altre risultavano sensibili alle oscillazioni trasversali o longitudinali. Le analisi sono state eseguite mediante un modello a vincoli fissi, poiché le rigidezze delle fondazioni, definite per le verifiche statiche, risultavano sottostimate per un'analisi dinamica. Inoltre, specifiche analisi comparative hanno mostrato che la rigidezza degli appoggi aveva un'influenza pressoché trascurabile sui valori delle accelerazioni. Molte delle soluzioni inizialmente proposte (inserimento di supporti esterni aggiuntivi, modifica della geometria delle colonne,

inserimento di controventi verticali) non sono state accettate poiché avrebbero alterato il concept architettonico dell'opera.

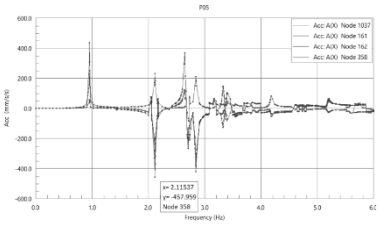


Fig. 26. Accelerogramma analisi con TMD

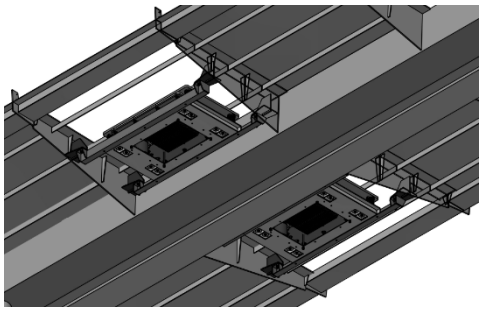


Fig. 27. TMD su impalcato

Per il controllo delle vibrazioni verticali si è quindi ricorso ai TMD (Tuned Mass Dampers) verticali, ossia smorzatori a massa accordata costituiti da masse tarate per oscillare in opposizione alla struttura, riducendone la risposta dinamica. L'individuazione del numero, della posizione e della taratura ottimali ha richiesto numerose iterazioni, a causa dell'interazione tra i diversi tratti della passerella e i TMD stessi e poiché le accelerazioni dipendono sia dalle linee di influenza del modo critico sia dall'intensità del carico dinamico equivalente, che diminuisce all'aumentare della superficie caricata. Complessivamente sono state esaminate circa trenta configurazioni, variando masse, frequenze e rigidezze. Le maggiori criticità hanno riguardato le accelerazioni orizzontali, che in alcuni casi superavano i limiti consentiti da tre a quattro volte. A seguito di numerosi test, la soluzione definitiva ha previsto l'uso combinato di TMD orizzontali, opportunamente disposti e tarati, e di un isolatore in gomma armata ad alto smorzamento ($\xi = 15\%$) installato in corrispondenza del collegamento con la «Gare PEX».

3.3 Metodologia di montaggio

La progettazione delle fasi e delle operazioni di assiemaggio, movimentazione, sollevamento e posa dei conci della passerella ha costituito un aspetto chiave del progetto. Sono state affrontate numerose criticità dovute alla geometria e alla complessità delle strutture, ai vincoli dell'area di cantiere e a quelli logistici, particolarmente stringenti, imposti dalla rete ferroviaria. È stato inoltre necessario coordinare temporalmente le differenti fasi di montaggio, sviluppate nell'arco di oltre due anni, garantendo adeguate condizioni di sicurezza in tutte le configurazioni transitorie.

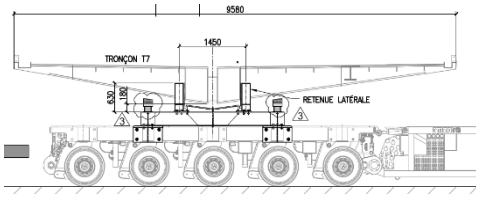


Fig. 28. Telaio di appoggio concio su SPMT



Fig. 29. Concio su SPMT

I conci dell'impalcato sono stati assiemati in aree dedicate, utilizzando blocchi di appoggio e attrezzature temporanee opportunamente dimensionate. Gli elementi assemblati sono stati successivamente presi in carico dagli SPMT e trasferiti nelle posizioni di sollevamento. Considerata la particolare geometria dell'impalcato e i notevoli sbalzi dei remi, sui mezzi sono stati installati appositi telai di sostegno e stabilizzazione, progettati per impedire spostamenti e ribaltamenti durante il trasporto. Il sollevamento dei conci è stato eseguito mediante una singola gru, con imbracatura a tre o quattro funi, oppure in configurazione tandem. La suddivisione in conci di geometria articolata è stata dettata da esigenze costruttive e di trasporto. La progettazione ha compreso lo studio delle funi, delle attrezzature di sollevamento e dei sistemi di imbracatura, stabilizzazione e diaframmatura necessari per l'esecuzione in sicurezza delle operazioni. Le verifiche hanno definito, per ciascuna fase, le modalità operative più idonee, tenendo conto delle masse, dei punti di presa, degli angoli di inclinazione delle funi e delle interferenze circostanti.



Fig. 30. Sollevamento concio con gru



Fig. 31. Sollevamento concio su ferrovia

La posa in opera, articolata in tre macrofasi, ha previsto l'impiego di pile provvisorie dotate di traversi con martinetti per la regolazione altimetrica. Sulle pile, ancorate su blocchi in calcestruzzo armato, sono stati provvisoriamente posizionati i conci, resi solidali mediante clampe bullonate. Tali elementi hanno garantito la stabilità della struttura nelle configurazioni transitorie, prima del raggiungimento dello schema statico definitivo, conseguito al termine del montaggio.

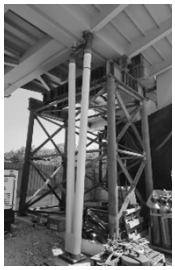


Fig. 32. Pila provvisoria

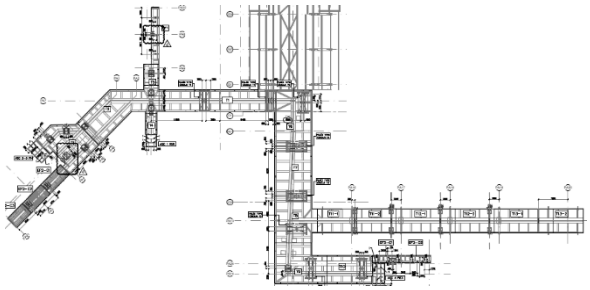


Fig. 33. Disposizione in pianta delle pile provvisorie

Particolare attenzione è stata dedicata alla sequenza di posa, poiché il comportamento strutturale della passerella dipende dalla continuità del cassone centrale multicellulare e dall'efficacia dei collegamenti con le pile provvisorie e con la struttura della stazione. Le fasi costruttive sono state pertanto analizzate per evitare configurazioni caratterizzate da eccessiva deformabilità o da condizioni di stabilità non adeguate. Dopo la verifica topografica del corretto posizionamento delle

strutture, sono state eseguite le saldature tra i conci e successivamente rimosse le clampe. Infine, le colonne, precedentemente posate e mantenute svincolate dalla struttura principale, sono state sollevate alla quota di progetto mediante il serraggio di bulloni inseriti in boccole saldate al cassone centrale e quindi solidarizzate definitivamente mediante saldatura.
Particolarmente significativo è stato il montaggio delle gabbie degli ascensori, costituite da travi e colonne interamente saldate in officina. Le strutture più piccole sono giunte in cantiere già assemblate, mentre quelle più larghe sono state trasportate in due metà preassemblate e poi unite a piè d'opera mediante collegamenti bullonati. In entrambi i casi, le gabbie sono state ruotate e posizionate mediante due gru.

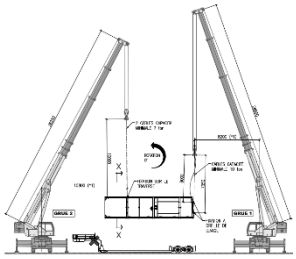


Fig. 34. Presa con gru gabbia ascensori

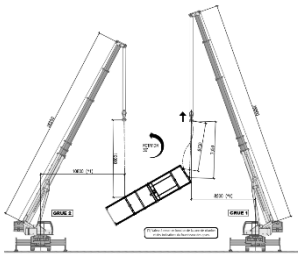


Fig. 35. Rotazione gabbia ascensori

Tali operazioni hanno richiesto uno studio specifico delle fasi di sollevamento, volto a garantire la corretta ripartizione dei carichi, il controllo dell'assetto e l'assenza di concentrazioni localizzate di sforzo.

4 CONCLUSIONI

La progettazione della «Gare PEX» e della «Passerelle», integrate nel sistema di accesso al Grand Paris Express, ha richiesto il coordinamento di aspetti strutturali, architettonici e costruttivi. La «Gare PEX» combina strutture metalliche, elementi in c.a., impalcati misti e copertura ad archi con membrana in ETFE, oltre all'integrazione geometrica con il viadotto indipendente. La «Passerelle» è formata da un impalcato metallico su colonne snelle, progettato per garantire il comfort dinamico mediante dispositivi TMD e un attento studio dei vincoli con la stazione. Le analisi agli elementi finiti e lo studio delle fasi di montaggio hanno permesso di verificare comportamento strutturale, spostamenti e configurazioni transitorie, garantendo una corretta esecuzione.

RIFERIMENTI

[1] NF EN 1993-1-1 - Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-1: Règles générales et Règles pour les bâtiments
[2] NF EN 1993-1-2 - Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-2: Règles générales - Calcul du comportement au feu
[3] NF EN 1993-1-8 - Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-8: Calcul des assemblages
[4] NF EN 1993-2 - Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 3: Ponts métalliques
[5] Guide méthodologique SETRA – Passerelles piétonnes - Evaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons
[6] Practical guidelines. CEB, B. I. 209 – Vibration problems in structures

[7] JRC Scientific and Technical Reports - Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations

PAROLE CHIAVE

Railway Station, Footbridges, Dynamic comfort, Steel Structures, Robustness

PROGETTO ESECUTIVO E DI MONTAGGIO DI UN NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA IN ADIACENZA ALL'ESISTENTE "PONTE MANZONI" PER IL COLLEGAMENTO DELLA VIABILITÀ LOCALE

DESIGN AND ERECTION PLAN FOR A NEW BRIDGE OVER THE ADDA RIVER, ADJACENT TO THE EXISTING "PONTE MANZONI", PROVIDING A LINK FOR THE LOCAL ROAD NETWORK

Giovanni Costa, Enrico Zambella, Andrea Manzi
Filippo Alinari
STEEL PROJECT ENGINEERING S.r.l
Via G. March 14/B Livorno, Italia
info@steelproject.it

Manuel Argenta
MBM S.p.A.
Via Lugagnano, 32, 37066
Caselle di Sommacampagna (VR), Italia
mbm@mbm-vr.it

ABSTRACT

The new "Ponte Manzoni" over the Adda River along the SS36 is built alongside the existing bridge in order to provide an additional traffic lane and a dedicated cycle path; under peak traffic conditions, operation with two alternating one-way lanes is envisaged. The alignment extends for approximately 772.57 m and comprises three continuous decks: the Pescate-side ramp SP_PE–SPA (128.60 m), the main bridge SPA–SPB (336.55 m over four spans), and the Lecco-side ramp SPB–SP_PU (121.45 m), with expansion joints located at abutments SPE, SPA, SPB and SPU. All three decks are designed as composite steel–concrete structures with weathering steel (Cor-ten) girders. Each superstructure consists of two steel main girders at 7.0 m spacing, complemented by a central spine girder to reduce the effective span of the concrete slab. The approach ramps are provided with constant-depth girders (1,750 mm) and full-web diaphragms, whereas the main bridge features variable-depth girders ranging from 3000 mm to 4500 mm over the piers. The reinforced concrete deck slab (variable width 10.30–10.90 m) is cast in situ on 5 mm welded steel stay-in-place formwork (steel predalles), which provides in-plane bracing during launching and concreting operations and enhances durability by shielding the concrete from direct exposure to environmental agents. The erection of the approach ramps was carried out entirely by bottom lifting using a pair of cranes, as were spans SPA–P1 and P3–SPB of the main bridge; conversely, the lake spans were launched by incremental nose launching from pier P3 towards pier P1, following the construction of temporary berms within the lake to provide a suitably sized launching yard.

SOMMARIO

Il nuovo “Ponte Manzoni” sul fiume Adda lungo la SS36 sorge in affiancamento al ponte esistente al fine di aggiungere una corsia di marcia e una pista ciclabile; in condizioni di traffico intenso è prevista la gestione con due corsie a senso alternato. Il tracciato si sviluppa per circa 772.57 m ed è composto da tre impalcati a trave continua: rampa lato Pescate SP_PE-SPA (128.60 m), ponte principale SPA–SPB (336.55 m su quattro campate) e rampa lato Lecco SPB-SP_PU (121.45 m), con giunti in corrispondenza delle spalle SPE, SPA, SPB e SPU. Tutti e 3 gli impalcati sono realizzati in struttura mista acciaio-calcestruzzo con travi in acciaio auto-patinabile (Corten). Gli impalcati sono costituiti da 2 travi metalliche ad interasse 7m con una trave di spina centrale in modo da ridurre la luce della soletta; le travi delle rampe sono ad altezza costante pari a 1750mm con diaframmi ad anima piena, mentre, il ponte principale ha travi ad altezza variabile da 3000mm a 4500mm in corrispondenza delle pile. La soletta (larghezza variabile da 10.30–10.90 m) è prevista con getto in opera su predalle metalliche saldate da 5 mm, che garantiscono il controventamento di piano in fase di varo e getto e migliorano la durabilità proteggendo il calcestruzzo dall’esposizione diretta. Il montaggio delle rampe è stato realizzato interamente mediante sollevamento dal basso con coppia di gru cosi come le campate SPA-P1 e P3-SPB del ponte principale; le campate sul lago, invece, sono state varate di punta da P3 verso P1 previa realizzazione di pennelli sul lago in modo da realizzare un campo varo di dimensioni adeguate.

1 INTRODUZIONE

La realizzazione del nuovo Ponte Manzoni si inserisce nell’intervento di ampliamento della viabilità locale lungo la direttrice Milano-Pescate verso Lecco-Bidone. L’opera è stata costruita in affiancamento al ponte esistente e consente di incrementare la capacità dell’attraversamento del fiume Adda, introducendo una corsia veicolare aggiuntiva e un collegamento ciclabile continuo.
La configurazione della piattaforma è stata definita per garantire flessibilità di esercizio: in condizioni ordinarie sono previste una corsia di marcia e una pista ciclabile, mentre in presenza di traffico intenso la rimozione della barriera centrale consente la trasformazione temporanea della carreggiata in due corsie a senso alternato.



Fig. 1. Inquadramento territoriale dell'intervento

2 PONTE MANZONI

2.1 Descrizione dell'opera

L'opera si articola in tre impalcati a via superiore, strutturalmente indipendenti tra loro e realizzati mediante un sistema misto acciaio-calcestruzzo. Ciascun impalcato presenta uno schema statico a trave continua e si inserisce lungo un tracciato a sviluppo curvilineo.
L'intervento si estende complessivamente per circa 772,57 m, considerando anche le opere realizzate nelle aree retrostanti le spalle. Nell'ambito di tale sviluppo, i tre impalcati principali sono costituiti dalla rampa lato Pescate, avente una lunghezza di 128,59 m, dal ponte principale, che si sviluppa per 336,55 m, e dalla rampa lato Lecco, di lunghezza pari a121,45m.

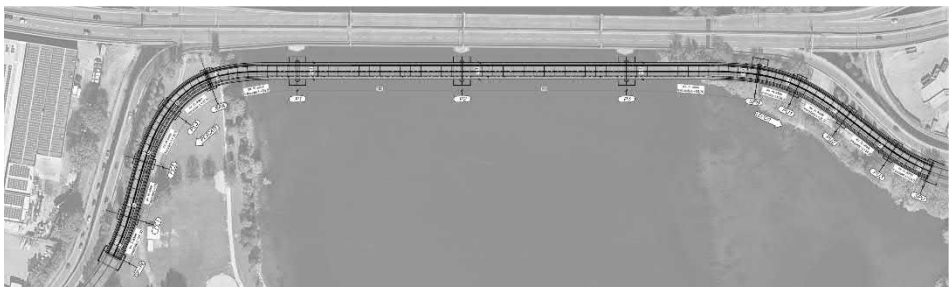




Fig. 2: Dall'alto verso il basso: Pianta inquadramento e vista completa del ponte

Le due rampe di accesso, poste rispettivamente sul lato Pescate e sul lato Lecco, presentano una configurazione strutturale sostanzialmente analoga e sono entrambe articolate in quattro campate.
La rampa lato Pescate si sviluppa per una lunghezza complessiva di 128,59 m ed è caratterizzata da campate con luci pari, nell'ordine, a 24,300 m, 35,015 m, 36,490 m e 32,785 m. La rampa lato Lecco, avente uno sviluppo complessivo di 121,45 m, presenta invece luci pari a 24,605 m, 34,785 m, 35,870 m e 26,185 m.
Il ponte principale costituisce il corpo centrale e maggiormente significativo dell'intera opera. Esso si estende per una lunghezza complessiva di 336,55 m ed è anch'esso suddiviso in quattro campate. Le due campate centrali, entrambe caratterizzate da una luce di 100,00 m, sono affiancate da due campate laterali di luce rispettivamente pari a 55,85 m e 80,70 m.

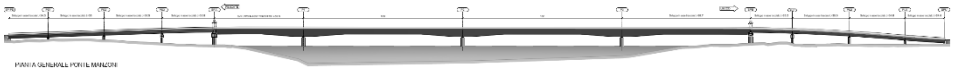


Fig. 3: Andamento plano-altimetrico

La piattaforma stradale presenta una larghezza ordinaria pari a 10,30 m, con allargamenti locali fino a 10,90 m. Essa comprende una corsia di marcia larga 4,00 m, due banchine da 1,00 m, una pista ciclabile posta sul lato interno curva, di larghezza pari a 2,50 m e tre cordoli di 0,60 m per l'alloggiamento delle barriere di sicurezza e degli elementi di finitura. Ai margini della corsia e della carreggiata sono posti New Jersey, di cui quello centrale rimovibile per poter trasformare, in caso di necessità la carreggiata in due corsie da 3.55m ciascuna.

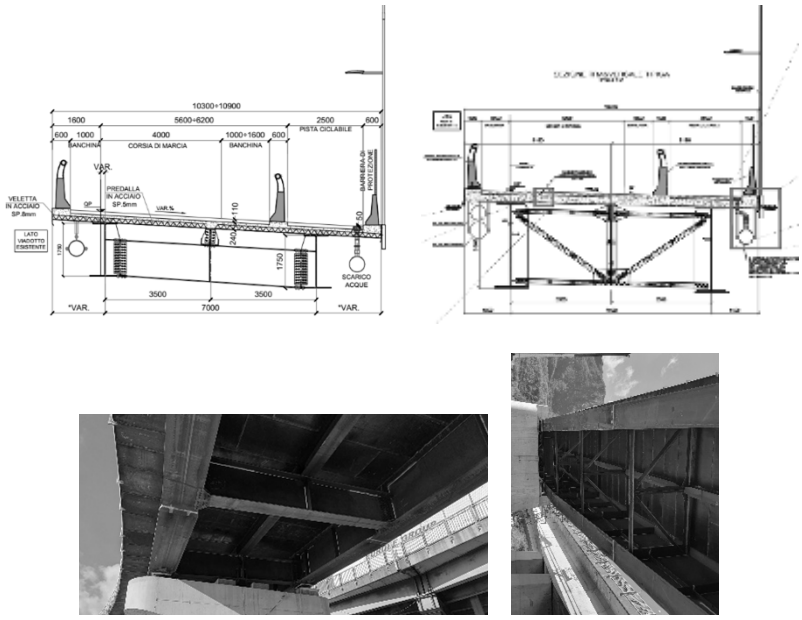


Fig. 4. Destra: sezione tipica Rampa; Sinistra: sezione tipica Ponte parte centrale

La sezione trasversale dei 3 impalcati è costituita da due travi principali, affiancate da due sbalzi laterali la cui larghezza varia in corrispondenza degli allargamenti presenti sia all'interno sia all'esterno della curva, fino a raggiungere un valore massimo di 2,30 m.
Le travi principali sono realizzate mediante profili saldati a doppio T, ad altezza variabile, e sono disposte a un interasse di 7,00 m. In posizione centrale è inoltre presente una trave di spina, semplicemente appoggiata tra i diaframmi trasversali, con funzione di sostegno della soletta.
L'altezza delle travi principali varia lungo lo sviluppo dell'opera in funzione delle esigenze statiche e geometriche. Nella sezione tipica di campata del ponte principale essa assume un valore pari a 3,00 m, incrementandosi fino a 4,50 m in corrispondenza delle pile, dove risultano maggiori le sollecitazioni dovute alla continuità strutturale. Procedendo verso le zone terminali dell'impalcato, l'altezza si riduce progressivamente fino a raccordarsi con le travi delle rampe, caratterizzate da un'altezza costante pari a 1,75 m. Dove l'altezza dell'anima delle travi supera i 3000mm è stato predisposto un opportuno giunto tecnico da eseguire in cantiere che funge anche da irrigidente longitudinale

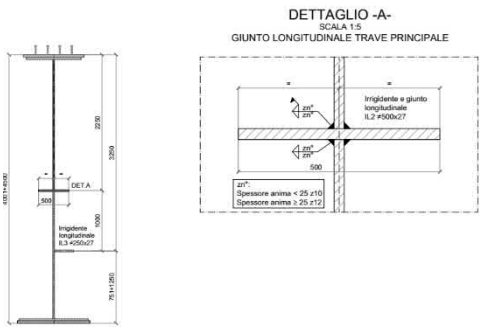


Fig. 5. Particolare giunto tecnico

Il collegamento trasversale tra le travi principali è assicurato da diaframmi intermedi, la cui configurazione varia in relazione alla posizione lungo l'impalcato. Nel ponte principale sono stati adottati diaframmi di tipo reticolare, costituiti da aste realizzate mediante profilati angolari a L accoppiati. Nelle zone terminali, in corrispondenza delle spalle e lungo le rampe, sono invece presenti diaframmi ad anima piena, realizzati con profili composti saldati a doppio T.
La sezione trasversale resistente dell'impalcato è di tipo "aperto", in quanto non sono presenti sistemi di controventamento inferiori. La ripartizione trasversale dei carichi tra le travi principali avviene pertanto secondo un comportamento riconducibile allo schema di Courbon, nel quale i diaframmi assicurano la collaborazione trasversale delle travi longitudinali.
Dal punto di vista costruttivo, gli impalcati sono costituiti da elementi di carpenteria metallica, comprendenti profili composti saldati, piastre, angolari, bulloni e pioli connettori, integrati dalla soletta in calcestruzzo realizzata mediante getto di completamento.
Per i piatti impiegati nella realizzazione dei profili composti saldati delle travi longitudinali e dei traversi, nonché per i coprigiunti, gli irrigidimenti e gli elementi angolari, sono stati utilizzati acciai con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica, conformi alla norma UNI EN 10025-5. In particolare, è stato adottato acciaio di qualità S355W, nei gradi J0, J2 e K2, selezionati in funzione dello spessore delle lamiere e delle prestazioni di resilienza richieste.
La scelta di passare all'acciaio Corten è stata valutata anche in considerazione della particolare posizione del ponte, che si trova direttamente sopra il lago. L'eliminazione della verniciatura consente infatti di ridurre il rischio che, durante le lavorazioni, il montaggio o le successive manutenzioni, eventuali residui o scaglie di vernice possano disperdersi e finire nelle acque sottostanti, con possibili conseguenze sull'ambiente, oltre ad evitare successive operazioni di riverniciatura legata alla manutenzione ordinaria.
I giunti delle travi principali sono stati realizzati mediante saldature a piena penetrazione; le altre giunzioni sono realizzate con bulloni a taglio ad eccezione dei giunti dei diaframmi su cui agiscono i martinetti in caso di manutenzione degli appoggi o di calaggio che sono stati realizzati con giunzioni ad attrito di categoria B secondo EN 1993-1-8 par. 3.4 (giunzioni ad attrito allo SLE a serraggio controllato/calibrato) e preparazione delle superfici con classe di rugosità C (EN 1090-2, tab. 18) cioè superfici pulite mediante spazzolatura o alla fiamma, esenti da incrostazioni di ruggine in modo da garantire un coefficiente di attrito minimo pari a 0,3.
I diaframmi intermedi e i diaframmi di pila/spalla fungono oltre che da ripartitori di carico anche come elementi di sostegno della trave di spina che risulta pertanto semplicemente appoggiata tra diaframma e diaframma su una luce massima pari a 6.25m. Sulle travi longitudinali sono poste in opera delle predalle metalliche di spessore pari a 5mm con tralicci elettrosaldati che vengono

utilizzato come cassero a perdere e come controventamento prima della maturazione del getto della soletta in c.a.; lo spessore complessivo della soletta è di 24 cm.



Fig. 6. Predalles metalliche e tralicci

Il sistema di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture prevede l'impiego di isolatori elastomerici armati. Le sottostrutture dell'intero impalcato sono realizzate in calcestruzzo armato, ad eccezione del pulvino in corrispondenza della pila di transizione tra il ponte principale e la rampa lato Lecco, previsto in carpenteria metallica, che presenta un'altezza massima di 1750mm e risulta eccentrico rispetto al fusto con uno sbalzo pari a circa 5340 mm al fine di garantire il franco necessario e preservare la funzionalità della viabilità sottostante.

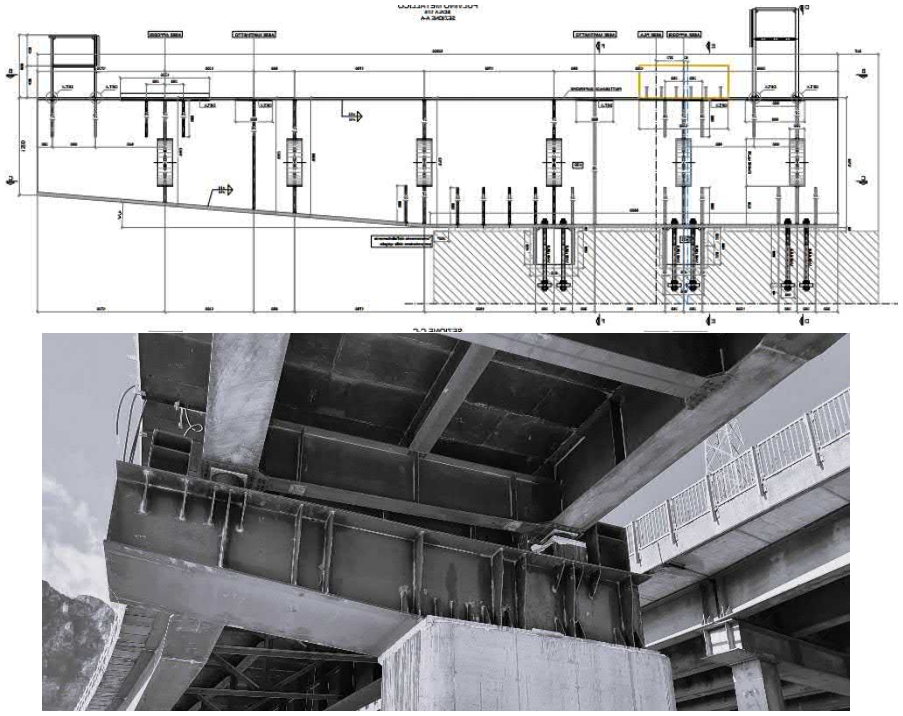


Fig. 7. Pulvino metallico

2 CRITERI DI PROGETTAZIONE

2.1 Analisi statica

I 3 impalcati sono stati schematizzati come un graticcio spaziale di travi modellate mediante elementi frame a cui vengono assegnate le proprietà geometriche in funzione della sezione di acciaio, di calcestruzzo, o sezione collaborante nelle diverse fasi di calcolo. Per la modellazione dell'impalcato sono stati schematizzati gli elementi principali (travi longitudinali, diaframmi traversali ed elementi soletta) tramite elementi beam e su di essi sono stati applicati i carichi di progetto (permanenti, distorsioni e variabili). La ripartizione trasversale delle azioni è stata determinata mediante modelli locali della sezione d'impalcato, assumendo le travi principali come vincoli fissi e un comportamento a traverso infinitamente rigido nella ripartizione dei carichi. Di conseguenza sono state calcolate per ciascuna tipologia di carico le ripartizioni, su una striscia di impalcato larga 1,00 m, le reazioni da applicare come carichi lineari agli elementi frame rappresentativi delle travi principali.

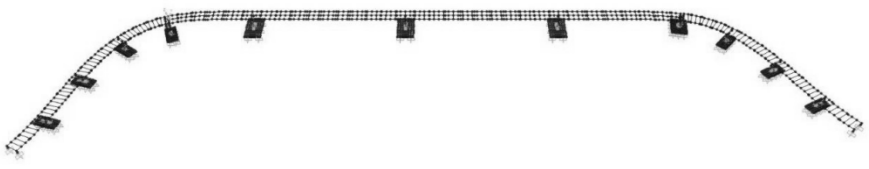


Fig. 8. Modello FEM a traliccio dei 3 impalcati

Trattandosi di un impalcato in sistema misto acciaio-calcestruzzo, l'analisi è stata articolata in tre fasi, corrispondenti alla progressiva attivazione della soletta e alla variazione delle caratteristiche statiche delle sezioni.

Fase I - In questa fase è stato considerato agente sulla sezione trasversale il peso proprio della struttura metallica, delle predalle, delle velette e del getto della soletta ancora non collaborante.
La struttura resistente in questa fase di carico è costituita unicamente dalle travi metalliche.
Fase II - In questa fase la soletta è interamente reagente ed i carichi agenti sono i permanenti portati di impalcato come pavimentazione, cordoli, barriere e impianti. Gli effetti viscosi e il ritiro del calcestruzzo sono valutati mediante le caratteristiche della sezione mista di lunga durata.
Fase III - Questa fase corrisponde al transito dei carichi accidentali.
Le sollecitazioni sono calcolate sulla sezione mista adottando un coefficiente di omogeneizzazione pari a 6,24. Sono inoltre considerati gli effetti della variazione termica uniforme e differenziale, quest'ultima responsabile di un'azione assiale e di un momento flettente dovuto all'eccentricità tra il baricentro della soletta e quello della sezione composta.
I carichi mobili sono stati applicati secondo differenti configurazioni longitudinali e trasversali, definite in funzione delle linee d'influenza, al fine di massimizzare momento flettente, taglio e momento torcente. Le sollecitazioni ottenute nei diversi modelli sono state infine inviluppate e combinate per individuare le condizioni più gravose agli stati limite ultimi e di esercizio.
Particolare attenzione è stata dedicata al tracciamento delle porzioni curve, con l'obiettivo di ridurre al minimo l'eccentricità tra l'andamento teorico della curva e la spezzata definita dai singoli conci di trave che la approssimano; sono stati inoltre valutati gli effetti delle pieghe in corrispondenza del giunto fra i conci sulle travi di impalcato e sui diaframmi.
Nello specifico, l'angolo presente tra i conci delle travi di impalcato comporta la nascita di un'azione tagliante nella direzione di minore inerzia della trave e, di conseguenza, di un momento flettente fuori piano. Tale azione deve essere ripresa, a livello della piattabanda inferiore della trave, dai diaframmi adiacenti portando all'insorgere di tensioni aggiuntive rispetto a quelle dovute al comportamento per soli carichi verticali.

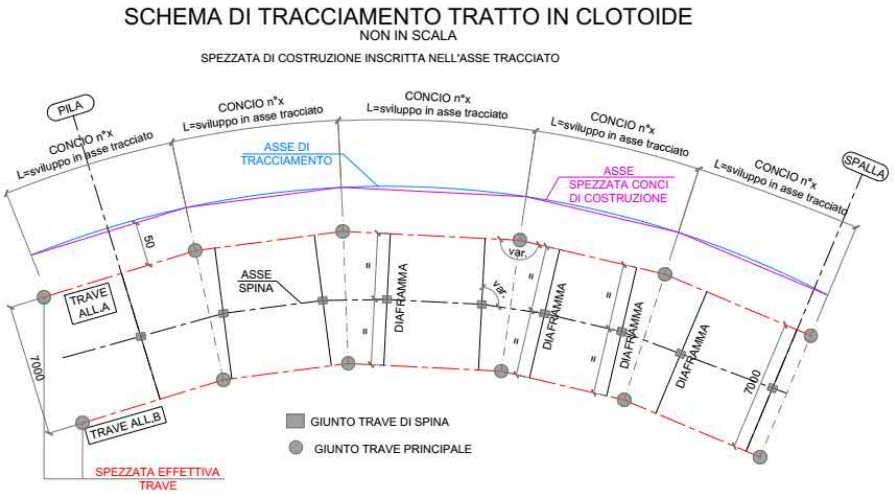


Fig. 9. Tracciamento delle travi in clotoide

Altro aspetto di particolare importanza è stata la modellazione accurata del pulvino metallico, al fine di descriverne in modo adeguato il comportamento strutturale. Per la valutazione del quadro deformativo e tensionale è stato sviluppato un modello di calcolo agli elementi finiti mediante il software SAP2000.

Nel modello, il pulvino è stato discretizzato attraverso elementi di tipo shell, ai quali sono state assegnate le proprietà geometriche e meccaniche corrispondenti alle diverse sezioni in acciaio che compongono la struttura. Tale approccio ha consentito di analizzare con maggiore dettaglio la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni nei singoli elementi, nonché di individuare eventuali fenomeni di concentrazione tensionale nelle zone maggiormente sollecitate.

L'interfaccia tra il pulvino metallico e il fusto della pila è stata modellata mediante elementi "Area Springs" disposti in direzione verticale e reagenti esclusivamente a compressione. Un'analoga schematizzazione, basata sull'impiego di molle superficiali, è stata adottata anche per rappresentare il contatto tra i tacchi di taglio e il fusto della pila.

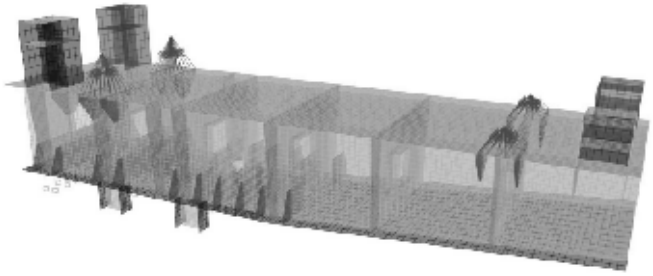


Fig. 10. Modello shell pulvino metallico

I tirafondi sono stati invece modellati mediante elementi frame incernierati alle estremità e caratterizzati da un comportamento resistente esclusivamente a trazione. Questa impostazione consente di rappresentarne in modo realistico il contributo al collegamento, escludendo la capacità di

trasmettere azioni di compressione.La rigidezza assegnata alle molle superficiali è stata determinata rapportando il modulo elastico del calcestruzzo alla lunghezza del fusto della pila. Assumendo un modulo di Young pari a 3300 kN/cm² e una lunghezza del fusto pari a 585 cm, si ottiene un valore di rigidezza pari a circa 5 kN/cm²/cm. Si riporta, di seguito, il diagramma delle tensioni di Von Mises calcolate nella combinazione più gravosa.

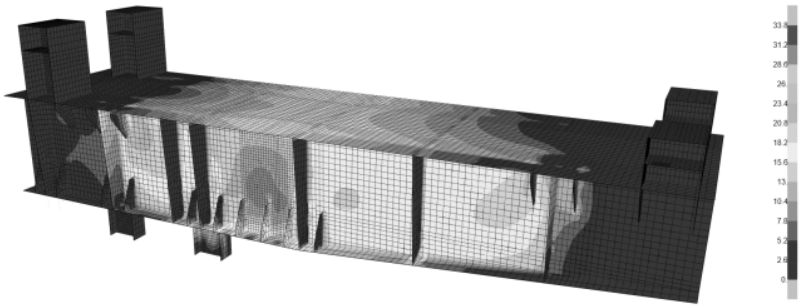


Fig. 11. Andamento delle tensioni di Von Mises

Per la verifica a stabilità è stata condotta un'analisi di buckling in modo da trovare il primo moltiplicatore dei carichi che porta al collasso della struttura pari a 5.696 che comporta l'instabilità della piattabanda inferiore compressa e andando a condurre la verifica secondo il metodo generale di Eurocodice.

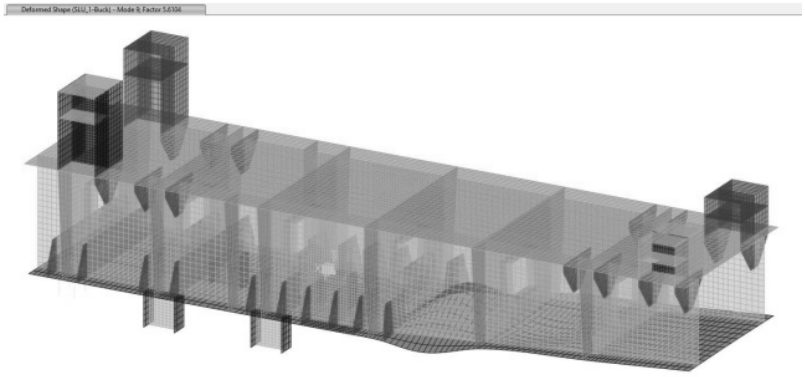


Fig. 12. Deformata di buckling

Infine, per completare le verifiche allo stato limite di esercizio, è stato controllato anche il valore della freccia in corrispondenza dell'estremità del pulvino. Tale verifica ha consentito di accertare che gli spostamenti della struttura rimanessero entro i limiti di deformabilità previsti.

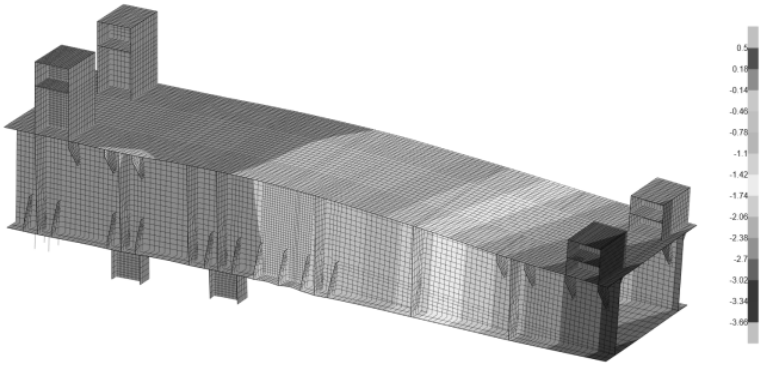


Fig. 13. Deformata in combinazione SLE rara

3 MONTAGGIO

Il montaggio dell'opera è stato eseguito secondo due differenti modalità. Il tratto centrale del ponte principale, compreso tra le pile P1 e P3, è stato realizzato mediante varo a spinta, mentre le restanti porzioni del ponte principale e le due rampe sono state montate dal basso mediante autogrù ad alta portata.

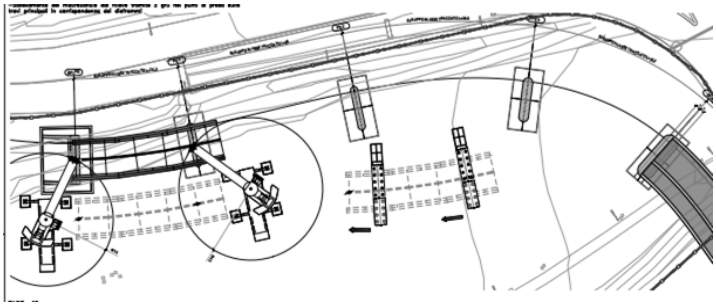


Fig. 14. Sollevamento della prima campata della rampa lato Pescate

Il varo avviene mediante un sistema di tiro costituito da una coppia di martinetti cavi da 100 ton (uno per fiancata) posizionati sulla traversa di tiro collegata al ponte e barre di diametro 36mm tipo "Dywidag". Il varo avviene a partire da P3, prima della quale si trova il campo varo, e procede fino a oltre P1.



Fig. 15. Arrivo dell'impalcato su P1

Il ponte scorre su slitte situate sul campo varo, in particolare 3 allineamenti con portata pari a 360 ton (per slitta) e sulle slitte di pila P1-P2 e P3 (quattro slitte da 350 ton ciascuna)
Per il tratto varato, i conci metallici sono stati assemblati nell'area di cantiere, realizzata mediante terreno di riporto, predisposta a tergo della pila P3 e successivamente sollevati in quota sugli allineamenti definitivi e provvisori del campo di varo. In testa al treno di varo è stato installato un avambecco reticolare di lunghezza pari a circa 60 m, necessario a contenere le sollecitazioni e le deformazioni nelle fasi di massimo sbalzo. Il varo inizia con la punta dell'avambecco 10 m oltre la pila di lancio.

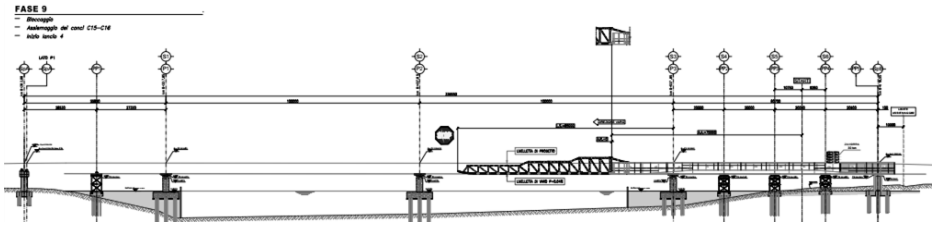


Fig. 16. Prospetto fase di varo con vista del campo varo lato P1 e lato P3

L'avanzamento dell'impalcato è avvenuto dalla pila P3verso la pila P1 mediante un sistema di tiro collegato alla coda del treno di varo; il telaio di contrasto durante l'avanzamento del varo è statoa man mano smontato e rimontato sulla coda del treno di varo seguente.
Il sistema di tiro è costituito da un telaio formato da elementi a doppio T collegato all'estremità posteriore del treno di varo, superiormente mediante clampe ad attrito ed inferiormente mediante giunto bullonato o saldato a seconda che vi si colleghi alla trave di varo o all'impalcato. Tra i due bilancini verticali viene flangiato un profilo composto dove si va a posizionare il martinetto; il dispositivo di spinta si va a contrastare su un ulteriore profilo a doppio T (trave di contrasto). Sulla trave di contrasto si ancorano le barre dywidag.

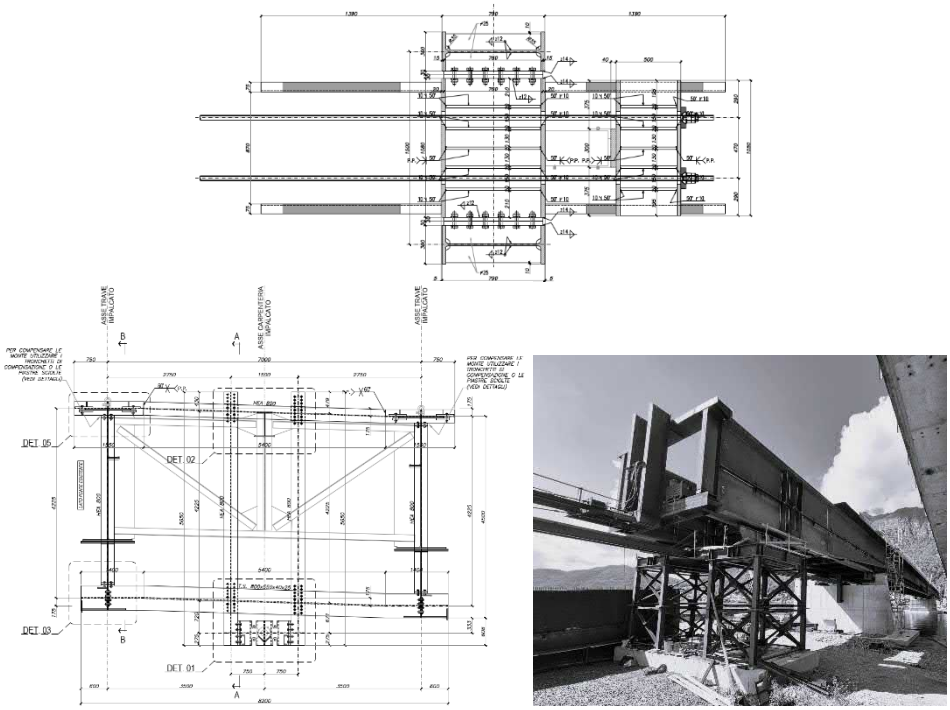


Fig. 17. Sezioni e vista sistema di tiro

In sommità della pila P3 è stato ancorato un punto fisso mediante pioli e tirafondi, dimensionati per il trasferimento delle azioni di taglio e trazione.

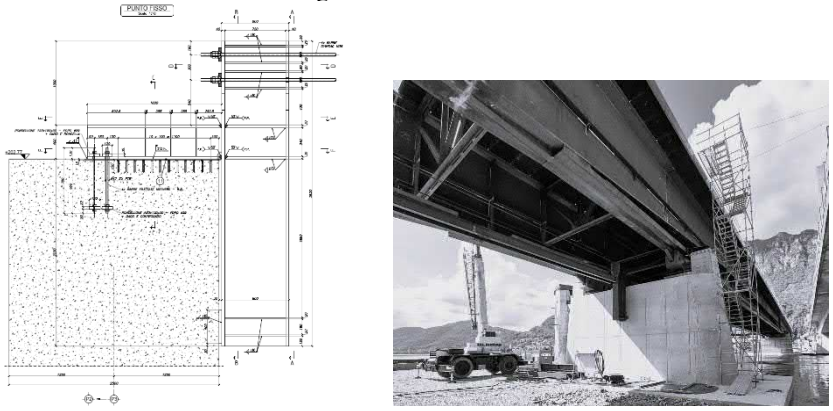


Fig. 18. Da destra a sinistra: Sezione e vista Punto fisso pila P3

Le operazioni sono state articolate in successive fasi di assemblaggio dei conci, avanzamento dell'impalcato, imbocco dell'avambecco sulle pile e successivo calaggio sugli appoggi definitivi.
Per compensare le variazioni altimetriche dell'intradosso delle travi principali è stata utilizzata una trave di varo provvisionale, così da garantire una quota di scorrimento costante durante le operazioni di avanzamento dell'impalcato annullando le coazioni. La trave di varo è disposta inferiormente alle travi principali e collegata ad esse mediante giunti bullonati. La piattabanda inferiore è stabilizzata da un controvento a rombo, finalizzato ad aumentarne la rigidezza e a limitarne l'instabilità durante il varo contrastando le azioni orizzontali trasversali.
L'impiego della trave di varo ha consentito di semplificare sensibilmente le operazioni di movimentazione e posa in quanto ha permesso di ridurre in modo significativo i tempi necessari per le manovre, limitando al contempo il ricorso ad attrezzature idrauliche di grande capacità, con un conseguente contenimento sia dei costi operativi sia della complessità organizzativa delle attività di cantiere.
Il montaggio della carpenteria metallica è stato quindi completato con la rimozione della trave di varo, la posa degli elementi secondari, dei diaframmi e delle predalles metalliche, cui ha fatto seguito il getto della soletta in calcestruzzo.
Le varie fasi di varo sono state analizzate mediante modellazione numerica non lineare. In questo modo è stato possibile seguire step by step l'evoluzione dei parametri di controllo fondamentali, tensioni, deformazioni e reazioni. Il modello sviluppato è composto esclusivamente da elementi beam. All'intradosso sono posti i beam a passo 1 m che rappresentano gli allineamenti di appoggio e vengono attivati a seconda della fase di analisi nella posizione effettiva in cui si trovano le slitte.
Gli appoggi provvisori in fase di varo sono schematizzati da un elemento che lavora unicamente a compressione ("point contact"). Questo elemento è collegato all'impalcato mediante link ("attachment"). L'estremo inferiore del point contact è vincolato alla rotazione attorno alle tre direzioni principali e allo spostamento nelle due direzioni orizzontali. È, inoltre, presente un beam disposto orizzontalmente che rappresenta il vincolo in direzione trasversale, avendo esso rigidezza unicamente lungo il suo asse.
Quest'ultimo elemento è incastrato sua estremità esterna.

4 CONCLUSIONI

La realizzazione del nuovo Ponte Manzoni rappresenta un intervento di particolare rilevanza tecnica e infrastrutturale, finalizzato al potenziamento della viabilità locale e al miglioramento della mobilità ciclabile lungo l'attraversamento dell'Adda. La scelta di una soluzione mista acciaio-calcestruzzo ha consentito di coniugare efficienza strutturale, durabilità e rapidità esecutiva.
La configurazione a sezione aperta, priva di controventi inferiori, ha richiesto un'attenta progettazione della collaborazione trasversale tra le travi principali. Particolare cura è stata dedicata alla modellazione delle diverse fasi costruttive, alla verifica del pulvino metallico e all'analisi delle condizioni transitorie di montaggio. L'adozione combinata del sollevamento dal basso e del varo di punta ha permesso di adattare le operazioni alle differenti condizioni geometriche e ambientali del sito. Le analisi numeriche non lineari hanno consentito di controllare progressivamente tensioni, deformazioni e reazioni durante tutte le fasi di avanzamento. Il progetto evidenzia pertanto come l'integrazione tra concezione strutturale, progettazione di dettaglio e studio delle modalità di montaggio costituisca un elemento determinante per la realizzazione sicura ed efficace di opere complesse.

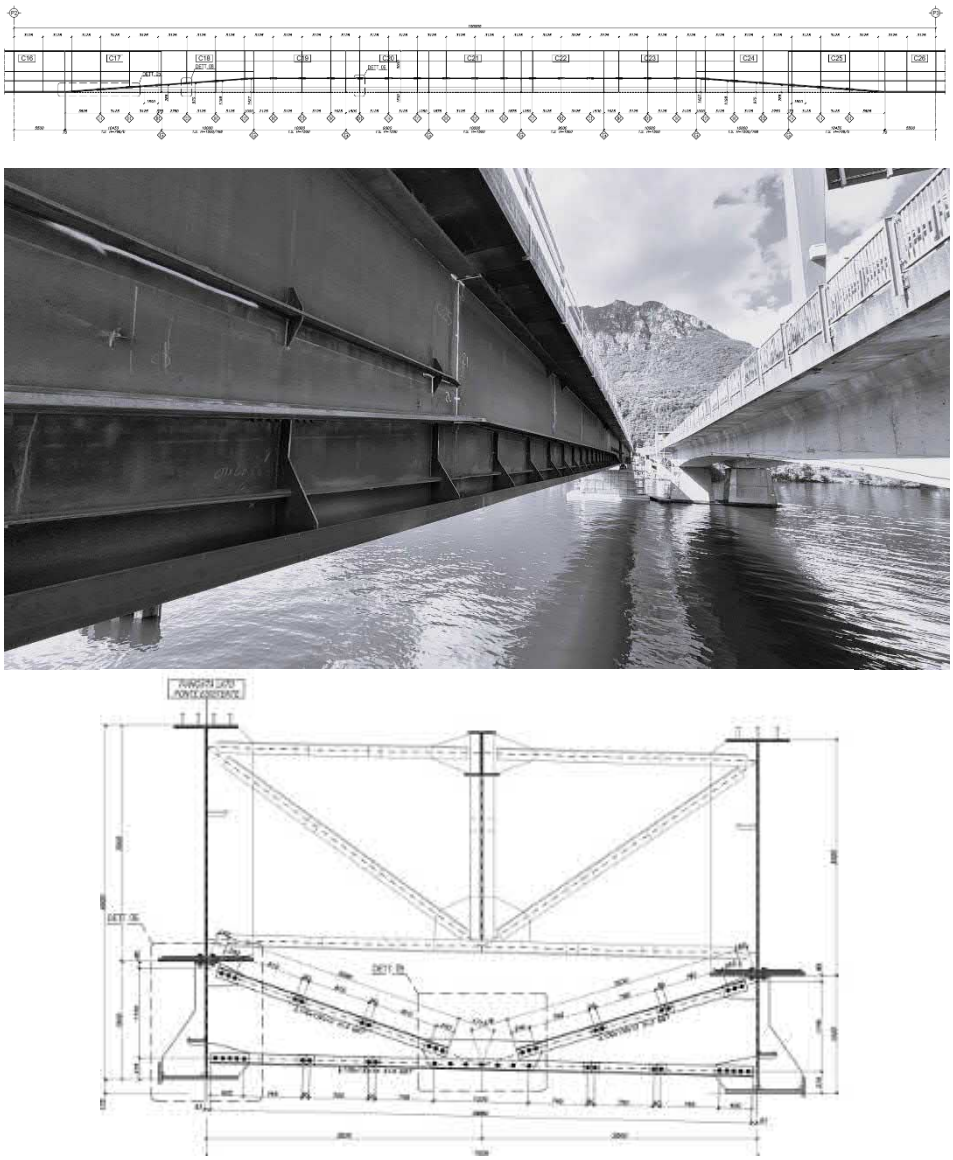


Fig. 19. Dall'alto verso il basso: prospetto elevazione trave di varo, vista trave di varo e sezione



Fig. 20: Modello di calcolo per le fasi di varo

RIFERIMENTI

[1] D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
[2] UNI EN 1994-2:2006 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
[3] UNI EN 1998-2:2011 : Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti

PAROLE CHIAVE

Ponte stradale, Struttura mista, Strutture metalliche, Travata, Varo

PROGETTO ESECUTIVO E MONTAGGIO PER SOLLEVAMENTO DEI PONTI SUD A VICENZA

EXECUTIVE DESIGN AND LIFTING ERECTION OF THE SUD BRIDGES IN VICENZA

Giovanni Costa, Enrico Zambella, Leonardo Balocchi, Fabio Rosini
Steel Project Engineering S.r.l.
Livorno, Italia
info@steelproject.it

Furio Grandelis
BIT S.p.A. - Costruzioni Metalliche
Cordignano (TV), Italia
info@bitcostruzioni.com

ABSTRACT

The new South bridges cross the Retrone River, linking production and storage areas of the AFV Acciaierie Beltrame S.p.A. plant in Vicenza. The two through bridges comprise a road bridge with an orthotropic plate deck and a railway bridge with direct rail fastening. Both have a 35.35 m span and two welded I-welded variable-depth main girders, 1.50–3.50 m deep, spaced 10.73 and 5.95 m apart, respectively. Both are skewed 55° to the river axis.

The road bridge deck consists of a 14 mm plate, 250 mm ribs at 300 mm centres, and T-shaped cross girders at 2.24 m centres, with depths of 509–777 mm following the deck slope. Particular attention was devoted to a special vehicle with an 11,300 kg trailer and a maximum axle load of 350 kN. Fatigue was assessed by cumulative damage, with cycles counted using the reservoir method.

Owing to its geometry, the railway bridge features a lower bracing system comprising a 12 mm plate between the stringers and braces connected to the cross girders and main girders. A trafficable grating allows maintenance-vehicle access. The decks were transported on SPMTs and lifted into position by crane.

SOMMARIO

I nuovi ponti Sud scavalcano il fiume Retrone e collegano produzione e deposito dello stabilimento AFV Acciaierie Beltrame S.p.A. di Vicenza. Sono due viadotti a via inferiore: uno stradale in piastra ortotropa e uno ferroviario ad armamento diretto. Entrambi presentano campata unica di 35,35 m, due travi principali a doppio T in composizione saldata alte 1,50–3,50 m, con interasse rispettivamente di 10,73 e 5,95 m, e obliquità di 55° rispetto all'asse del fiume.

L'impalcato stradale a lastra ortotropa comprende un deck di 14 mm, ribs alte 250 mm a interasse 300 mm e traversi a T ogni 2,24 m, alti 509–777 mm per seguirne la pendenza. Particolare attenzione è stata dedicata al transito di un veicolo speciale, con carrello da 11.300 kg e carico massimo per asse di 350 kN. La verifica a fatica è stata condotta a danneggiamento, contando i cicli mediante il metodo del serbatoio.
Data la geometria, il ponte ferroviario presenta un controventamento inferiore con lastra di 12 mm fra le longherine e aste collegate a traversi e travi principali. Un grigliato carrabile consente il transito manutentivo. Gli impalcati sono stati movimentati su carrelli SPMT e sollevati con gru.

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'intervento è interno allo stabilimento AFV Acciaierie Beltrame S.p.A. di Vicenza e risponde alla necessità di superare il fiume Retrone con due collegamenti funzionalmente distinti: uno stradale, per la viabilità di stabilimento e per il transito dei mezzi industriali, e uno ferroviario, inserito nel sistema dei binari a servizio dell'impianto. La presenza ravvicinata dei due attraversamenti ha suggerito un linguaggio estetico e di funzionamento strutturale comune, mentre le diverse azioni di progetto hanno determinato impalcati e dettagli specifici.

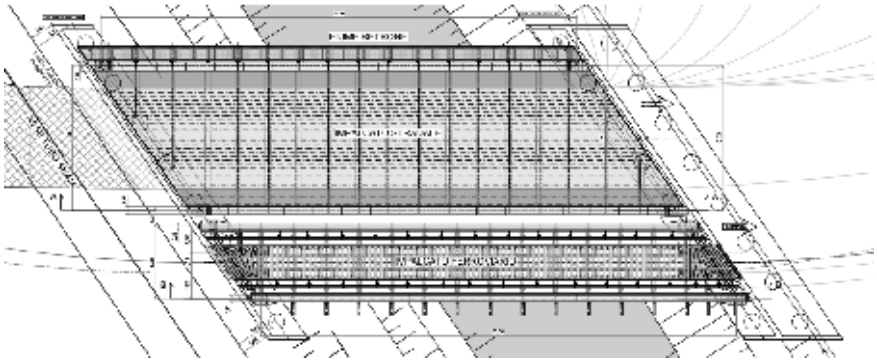


Fig.1. Inquadramento dell'intervento

In particolare, nel ponte stradale l'impalcato è costituito da una lastra ortotropa di sostegno piano viabile, mentre il ponte ferroviario è del tipo ad armamento diretto, con rotaie fissate su traversine in legno che scaricano i carichi da traffico direttamente sulle longherine dell'impalcato.
Entrambe le opere sono ponti a via inferiore, a campata unica, con luce teorica di 35,35 m. L'asse degli impalcati forma in pianta un angolo di circa 55 gradi con l'asse del corso d'acqua: le travi principali restano parallele agli assi stradale e ferroviario, mentre traversi e diaframmi sono disposti ortogonalmente alle travi. Le travi portanti con sezione a doppio T, realizzate mediante composizione saldata, hanno intradosso rettilineo ed estradosso curvilineo, con altezza crescente da 1,50 m in appoggio a 3,50 m in mezzeria. Su ciascun ponte è inoltre presente, sul lato esterno rispetto alla coppia di attraversamenti, un ballatoio a sbalzo largo 1,00 m per il passaggio pedonale e l'alloggiamento degli impianti.
La vita nominale assunta è pari ad almeno 50 anni e le strutture ricadono in classe d'uso II. Per la carpenteria sono stati impiegati acciai patinabili S355W, con grado di resilienza differenziato in funzione degli spessori; la classe di esecuzione raccomandata ai sensi della UNI EN 1090-2 è EXC3 [5]. La scelta dell'acciaio con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica è coerente con l'esposizione dell'opera e con l'esigenza di limitare le attività manutentive in corrispondenza del corso d'acqua.

2 IMPALCATO STRADALE A LASTRA ORTOTROPA

Il ponte stradale è costituito da due travi principali distanti 10,73 m, suddivise in 3 conci. Alle travi è direttamente collegato il deck, suddiviso in 4 conci trasversali e 5 conci longitudinali. Tutte le giunzioni fra i conci sono realizzate mediante saldatura. La lastra ortotropa è quindi è costituita da una lamiera di spessore 14 mm irrigidita da nervature longitudinali in piatto 250×16 mm poste ad interasse 300 mm e da traversi a T con anima da 16 mm e piattabanda inferiore da 400x35 mm, posti a interasse 2,24 m. I traversi di spalla, posti in obliquo, presentano anime da 20 mm e 22mm e piattabanda inferiore da 600x35 mm. La pendenza trasversale della sezione della carreggiata è ottenuta con variazione dell'altezza dei traversi, indicativamente compresa fra 509 e 777 mm. Le travi principali risultano irrigidite da irrigidenti verticali a sezione a T che seguono la scansione dei traversi, dai cordoli in calcestruzzo a delimitazione della carreggiata, collegati alle travi mediante piolatura, e da un irrigidente longitudinale a sezione chiusa posto in corrispondenza dei conci centrali.
Particolare attenzione è stata rivolta alla scelta della categoria dei dettagli di saldatura, selezionati in modo da ottimizzare la produzione nonché minimizzare le zone di concentrazione delle tensioni in ragione dei criteri di soddisfacimento delle verifiche a fatica.
Il sistema di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture prevede l'impiego di dispositivi tipo POT a disco elastomerico confinato: sono previsti n.4 dispositivi di appoggio, posti in ugual numero su spalla A (mobile) e spalla B (fissa). La spalla B è dotata di un appoggio fisso e un appoggio unidirezionale trasversale orientato nel senso del diaframma di spalla. La spalla A è invece dotata di un appoggio multidirezionale e di un appoggio unidirezionale longitudinale. La configurazione del sistema di appoggio scelta è volta a evitare l'insorgere di coazioni dovute a dilatazioni termiche impedite.

2.1 Funzionamento statico, criteri di modellazione e verifica

La modellazione e la verifica degli elementi sono state articolate su scale differenti. Il comportamento globale è stato rappresentato con un graticcio tridimensionale di elementi frame, così articolato. Le travi principali sono modellate al rispettivo baricentro, variabile con l'altezza della sezione. I traversi sono incastrati alle travi mediante elementi che schematizzano gli irrigidenti verticali, di lunghezza pari alla differenza di quota dei baricentri degli elementi collegati. Per riprodurre la corretta rigidezza flessionale dei traversi è stato tenuto conto nella definizione della sezione della porzione di lamiera collaborante in ragione degli effetti di trascinamento del taglio e dell'instabilità della lamiera compressa nella mezzeria del traverso. La collaborazione longitudinale della piastra è riprodotta mediante elementi frame la cui sezione trasversale è costituita da una porzione di lamiera e da un numero di irrigidenti longitudinali determinati in base all'interasse dei frame.
Le verifiche delle travi principali sono state svolte sulla base dei risultati di un modello dedicato, in cui la collaborazione flessionale del deck metallico è volutamente trascurata e i frame longitudinali che schematizzano le canalette sono rilasciati assialmente a questo scopo. Diversamente, per la verifica della lastra ortotropa sono stati sommati gli effetti derivanti dal comportamento globale agli effetti locali dovuti al caricamento diretto della ruota sulle canalette, individuati mediante apposito modello locale in cui la canaletta è schematizzata come una trave continua su appoggi esterni che rappresentano i diaframmi, secondo quanto indicato nell'annesso E in EN1993-2 [4]. Per la risposta orizzontale e sismica è stato inoltre utilizzato un modello con la lamiera discretizzata mediante elementi shell-thin di spessore 14 mm.
La separazione fra risposta globale e locale è risultata essenziale per evitare che la modellazione dell'intero ponte perdesse il dettaglio della ruota o, viceversa, che una verifica locale trascurasse lo stato tensionale globale già presente nella lastra.

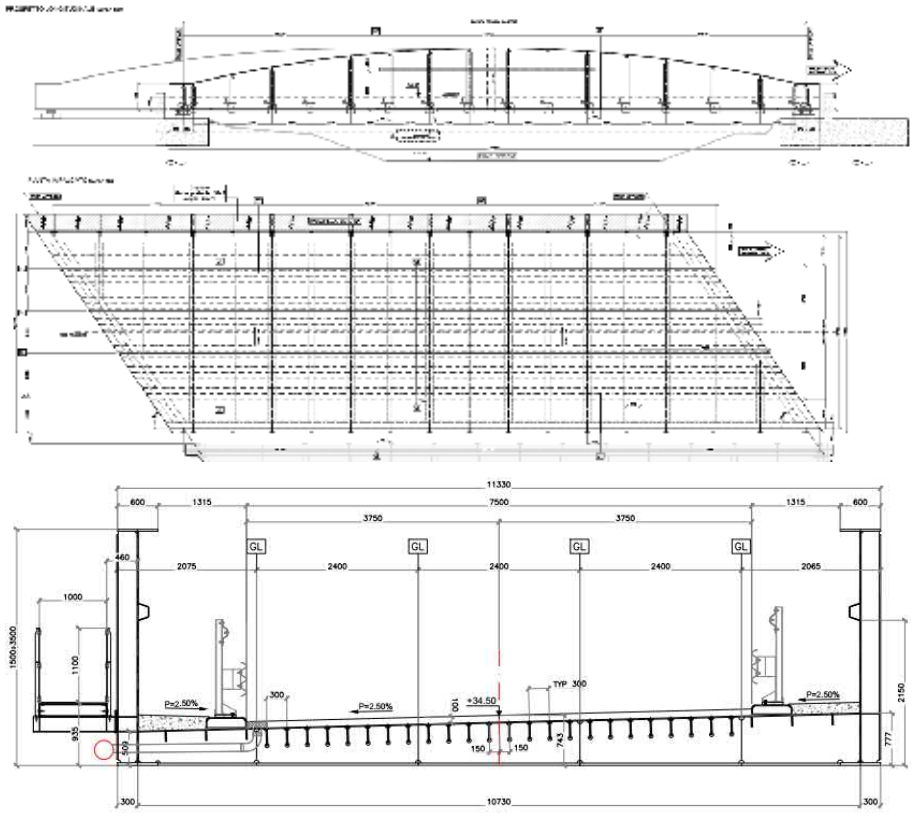


Fig. 2. Ponte stradale: prospetto longitudinale, pianta dell'impalcato e sezioni trasversali.

2.2 Transito del mezzo speciale e verifiche a fatica

La funzione industriale del collegamento all'interno di due diverse aree dell'acciaieria ha richiesto una valutazione specifica per un mezzo di massa complessiva pari a 113 t. Gli assi maggiormente caricati trasmettono 350 kN, corrispondenti a 87,5 kN per ruota; l'impronta assunta per le verifiche locali è 32×22 cm. La distribuzione trasversale è stata ricavata mediante un modello a trave continua appoggiata sui fili longitudinali del graticcio, analizzando le posizioni centrale ed eccentriche del veicolo.

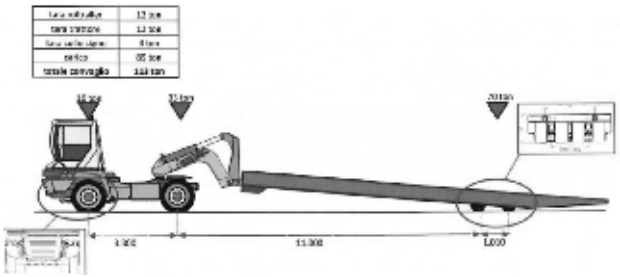


Fig. 3. Configurazione del veicolo speciale

Il confronto agli stati limite statici mostra che i carichi stradali ordinari restano governanti per le travi principali. La sola verifica statica non è però sufficiente, perché la committenza prevede 5.335 transiti annui, pari a circa $2{,}67 \cdot 10^5$ passaggi nel periodo di riferimento di 50 anni.
La resistenza a fatica è stata quindi valutata a danneggiamento cumulativo secondo la regola di Palmgren-Miner, $D = \Sigma(ni/Ni)$. La composizione di traffico di riferimento individuata è quella di lunga percorrenza della categoria 3 definita nelle NTC2018 [1], corrispondente a $1{,}25 \cdot 10^5$ veicoli pesanti annui; i transiti speciali sono stati inseriti sottraendo il numero corrispondente dal veicolo convenzionale più leggero. Per ciascun dettaglio, le storie tensionali generate dalle successive posizioni dei veicoli sono state trasformate in intervalli di tensione mediante il metodo del serbatoio.

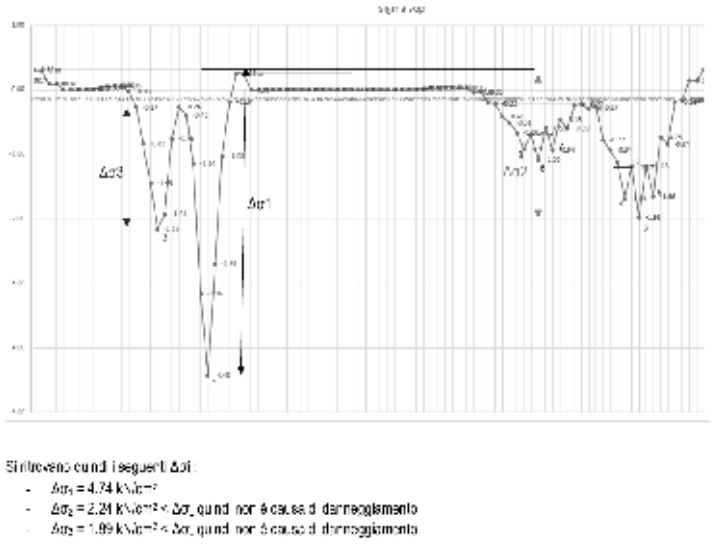


Fig. 4. Esempio di conteggio degli intervalli di tensione Δσi mediante il metodo del serbatoio.

Sono state esaminate le saldature di composizione, i giunti trasversali dei conci, le saldature degli irrigidimenti longitudinali e verticali, i collegamenti fra diaframmi e travi e i dettagli della piastra ortotropa. La condizione $D \leq 1$ risulta rispettata in tutti i casi; il valore più elevato, $D = 0{,}95$, è associato alle saldature degli irrigidimenti dei diaframmi di spalla.

Tab. 1. Paragone dei massimi indici di danneggiamento con il mezzo speciale e rapporti di verifica per carichi convenzionali

Elemento verificato	**Dettaglio governante Mezzo speciale**	**Dmax**
Travi principali	Saldatura irrigidente longitudinale	0,123
Diaframmi intermedi	Saldature ribs-traverso	0,640
Diaframmi di spalla	Saldature ribs-traverso	0,950
Piastra ortotropa	Giunti trasversali tra conci	0,664

3 IMPALCATO FERROVIARIO AD ARMAMENTO DIRETTO

Il ponte ferroviario riprende la geometria delle travi principali del ponte stradale, ma riduce la larghezza strutturale a circa 5,95 m, presentando un solo binario. Fra le travi sono disposti ortogonalmente traversi a doppio T in composizione saldata, con altezza della sezione pari a 395 mm, piattabande da 350x40 mm e anima da 315x25mm, posti ad interasse 2438 mm. La connessione tra traversi e travi è effettuata tramite flangia bullonata con espansione del traverso (gousset). L'armamento è di tipo diretto, con rotaie fissate su traversine in legno che scaricano i direttamente due fili di longherine. Queste ultime presentano una sezione a doppio T in composizione saldata, con altezza della sezione pari a 395 mm, piattabande da 310x40 mm e anima da 315x20mm, posti ad interasse 1520 mm. Il collegamento della longherina ai traversi e alla longherina successiva è realizzato con squadrette in anima e piatti di coprigiunto esterni sulle piattabande

Tutti i collegamenti bullonati sono realizzati con fori calibrati, conformemente a quanto richiesto nel manuale di progettazione RFI. Ciò ha permesso di ridurre significativamente la deformabilità complessiva dell'impalcato, venendo meno lo scorrimento dovuto al gioco foro-bullone, al fine di assicurare la maggior stabilità e la continuità del binario e il mantenimento del contatto ruota-rotaia. A livello di calcolo, per le verifiche in area netta e a block tearing si è tuttavia preso in conto un diametro del foro maggiorato, considerando quindi la possibilità che, in caso di errato posizionamento del foro, questo possa essere maggiorato in cantiere.

L'assenza di ballast riduce i carichi permanenti ma rende più immediata la trasmissione delle azioni dinamiche alla carpenteria; nel progetto sono stati pertanto considerati gli incrementi dinamici tipici dell'attacco diretto, nonché l'interazione longitudinale treno-binario-struttura e i requisiti di deformabilità del binario. La velocità di progetto assunta è non superiore a 120 km/h.

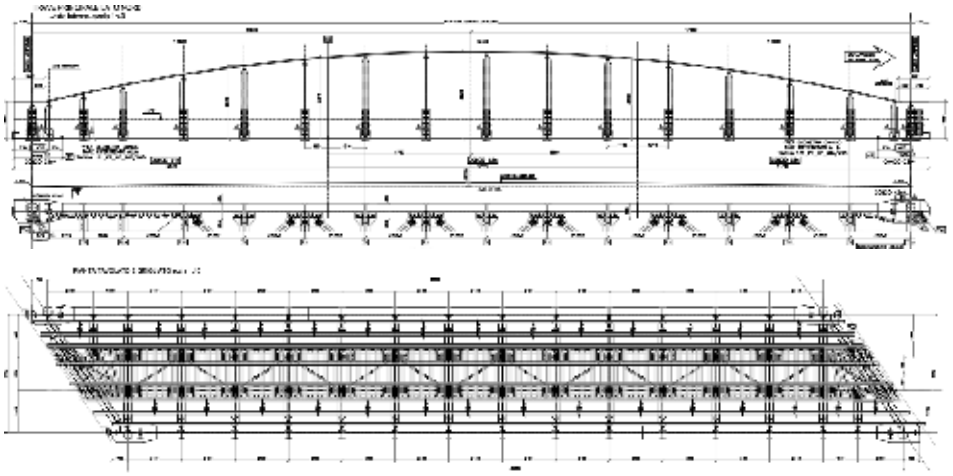


Fig. 5. Ponte ferroviario: sezione longitudinale e vista in pianta.

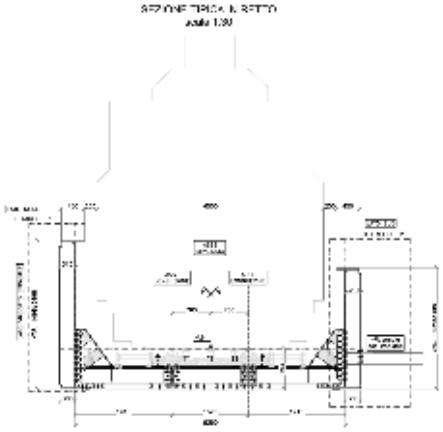


Fig. 6. Ponte ferroviario: sezione trasversale tipica.

3.1 Sistema di controventamento inferiore

La particolare geometria dell'impalcato, caratterizzata da una ridotta larghezza, ha condotto a un controventamento inferiore ibrido, che rappresenta un'eccezione rispetto alle soluzioni standard nel campo dei ponti ferroviari.

Nei campi laterali sono disposte diagonali costituite da coppie di angolari 2L 120×12; nel campo centrale è presente una lamiera continua di spessore 12 mm, che nei campi terminali laterali sostituisce le diagonali. Le aste e la lamiera sono vincolate alle piattabande inferiori di longherine, traversi e travi. La soluzione differenziata lungo la campata segue il percorso delle forze nonché motivi funzionali: gli angolari laterali assicurano un controvento leggero e ispezionabile, la lastra centrale irrigidisce la zona nella quale è maggiore la richiesta di collaborazione flessionale e resistenza alle sollecitazioni, mentre le piastre terminali regolarizzano il trasferimento delle azioni in prossimità dei diaframmi di spalla obliqui.

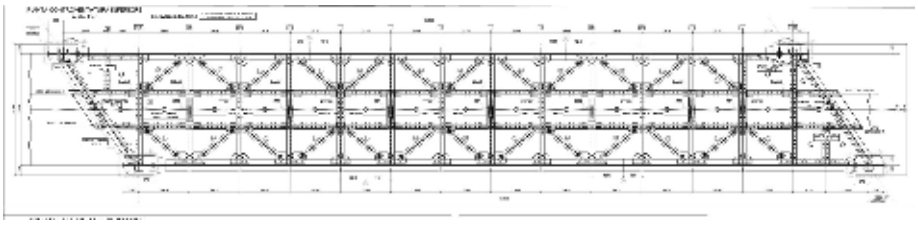


Fig. 7. Pianta del controventamento inferiore del ponte ferroviario

Il sistema non svolge soltanto una funzione di controvento: partecipa alla resistenza alle azioni longitudinali e trasversali e, attraverso il collegamento con traversi, travi e longherine, anche alla flessione dell'impalcato.

3.2 Carrabilità per i mezzi di manutenzione

Una particolarità funzionale dell'opera è la possibilità di percorrere l'impalcato con un mezzo di manutenzione anche in presenza dell'armamento ferroviario. Il piano carrabile è formato da grigliati elettrosaldati di classe 4, maglia 22×76 mm, con piatti portanti 60×4 mm nei campi laterali e 40×4 mm nel campo centrale. I pannelli appoggiano su profili UPN280 e IPE270 nelle fasce laterali e su HEA140 nella zona centrale; dispositivi di antisollevamento impediscono il ribaltamento quando l'impronta di carico si trova in prossimità del bordo. La struttura secondaria è stata dimensionata per un carico di ruota pari a 90 kN.
Al di là della verifica numerica, il tema è significativo perché integra nel ponte ferroviario un requisito di accessibilità normalmente proprio di un impalcato stradale. La soluzione consente di raggiungere direttamente binario, attacchi e impianti, riducendo i tempi e le interferenze delle operazioni manutentive.

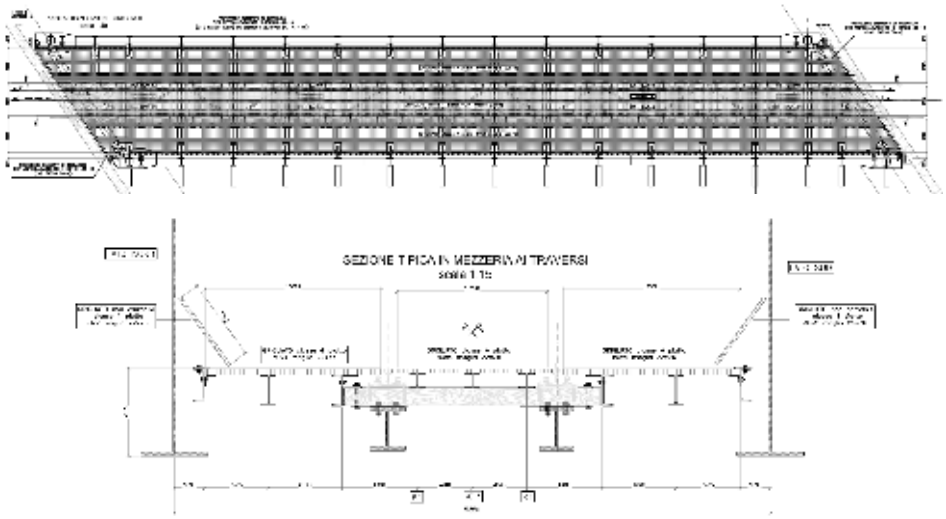


Fig. 8. Piano carrabile per i mezzi di manutenzione: pianta e sezioni tipiche.

4 ASSEMBLAGGIO, TRASPORTO E MONTAGGIO PER SOLLEVAMENTO

I due impalcati sono stati concepiti per essere assemblati integralmente a terra, in un'area interna allo stabilimento, e successivamente trasferiti nella zona di presa della gru, quindi montati per sollevamento. Il peso di progetto dell'impalcato stradale assemblato è 189,5 t, comprendendo passerella, cordoli metallici, bulloneria e pioli; quello ferroviario è 165,0 t e include armamento e strutture per la carrabilità.
L'assemblaggio a quota di cantiere ha consentito di eseguire saldature, serraggi e controlli geometrici in condizioni più favorevoli e di ridurre al minimo le operazioni sopra il Retrone. Il vantaggio costruttivo è stato ottenuto accettando configurazioni temporanee molto diverse dall'esercizio: durante trasporto e sollevamento il ponte è sostenuto in pochi punti e soggetto a reazioni concentrate. Le fasi di montaggio sono state pertanto considerate come veri stati di progetto.

4.1 Sequenza operativa e trasporto su spmt

Dopo la preparazione delle aree e del piano di supporto della gru cingolata, i conci sono stati scaricati, ruotati e posti sui banchi di assemblaggio mediante gru di servizio e bilancini dedicati. Completato il montaggio, quattro gruppi SPMT da tre assi ciascuno sono stati inseriti sotto l'impalcato.
Per il ponte stradale il massimo carico di progetto per asse risulta 22,8 t, mentre per il ferroviario è 20,6 t, a fronte di una capacità di 40 t per asse dei carrelli SPTM. Il trasporto ha condotto ciascun impalcato alla posizione di sollevamento. La posa è avvenuta con raggio operativo pari a 30,5 m.

4.2 Modellazione delle fasi transitorie

I modelli globali di esercizio sono stati adattati alle configurazioni transitorie. Durante il sollevamento gli impalcati sono vincolati in corrispondenza degli attacchi degli imbrachi; molle orizzontali di rigidezza infinitesima eliminano le labilità senza alterare le reazioni. L'analisi elastica lineare considera il peso utile incrementato del 5 per cento per gli effetti dinamici.

Tab. 2. Grandezze di riferimento per il sollevamento

Grandezza	Ponte stradale	Ponte ferroviario
Peso utile base	1.898 kN	1.650 kN
Peso utile con incremento dinamico	1.993 kN	1.733 kN
Azione globale allo SLU	2.690 kN	2.340 kN
Massimo tiro di fune allo SLE	792 kN	561 kN
Massimo carico SPMT per asse	22,8 t	20,6 t

Sono state analizzate separatamente la presa in carico sui carrelloni, il trasporto, il sollevamento e la posa sugli appoggi. In ciascuna configurazione variano posizione e numero dei vincoli, mentre la distribuzione delle masse resta quella dell'impalcato completo. Il modello di fase è stato quindi utilizzato sia per verificare la carpenteria definitiva, sia per fornire le azioni di progetto per il dimensionamento delle attrezzature di montaggio.

4.3 Sistema di presa e verifiche locali

Il sistema di presa utilizza un bilancino centrale di lunghezza 12 m e funi inclinate, con due linee di discesa verso l'impalcato. A causa dell'obliquità degli impalcati e del carico gravitazionale non simmetrico dovuto alla presenza dei ballatoi, il bilancino è disposto in obliquo rispetto all'asse impalcato. Per ogni impalcato sono stati individuati 4 punti di presa. Per l'impalcato stradale, la presa avviene in corrispondenza dei cordoli metallici, opportunamente rinforzati per il soddisfacimento delle verifiche locali di introduzione del carico. Per l'impalcato ferroviario, la presa avviene in corrispondenza del gousset. L'individuazione dei punti di presa è avvenuta trovando convergenza fra la posizione del baricentro degli impalcati e quella del baricentro delle reazioni dei vincoli che schematizzano l'attacco delle funi nel modello di calcolo.

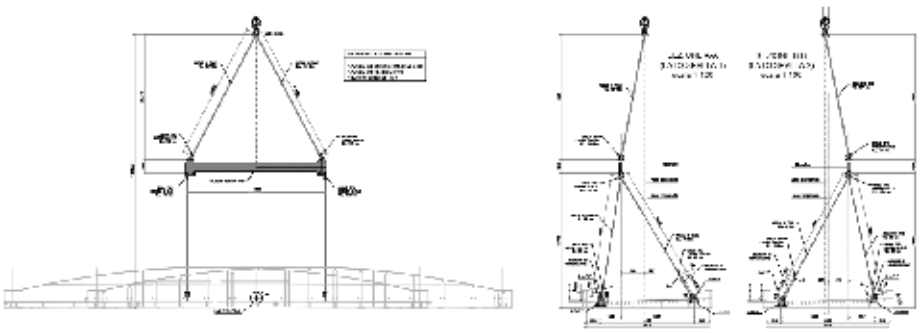


Fig. 9. Viste del sistema di presa per il ponte stradale.

Le sezioni di presa evidenziano che l'asse dell'impalcato e quello del baricentro non coincidono. Le funi inferiori hanno quindi inclinazioni differenti sui due lati e sono chiuse mediante elementi di compensazione collegati ai punti di attacco.
La configurazione di presa conduce ad un tiro massimo sulle funi pari a 792 kN SLE per l'impalcato stradale, mentre nel ponte ferroviario il tiro massimo è 561 kN. In aggiunta alle verifiche degli impalcati durante le fasi transitorie, perni, grilli, golfari, piastre di attacco e irrigidimenti sono stati verificati come una catena resistente unica, assumendo per ciascun componente l'azione proveniente dal modello globale della fase di sollevamento.

5 CONCLUSIONI

Il caso dei Ponti Sud mostra come una geometria di scavalco comune possa condurre a due impalcati tipologicamente e tecnologicamente diversi per effetto della destinazione funzionale di ciascuno.
Per il ponte stradale, la scelta progettuale di una soluzione a piastra ortotropa ha restituito come risultato una struttura leggera, ma che a causa delle numerose lavorazioni saldate necessita di essere particolarmente attenzionata nella scelta della categoria dei dettagli, in ragione del soddisfacimento delle verifiche a fatica. Di particolare interesse è stata la verifica a danneggiamento condotta per il transito del veicolo speciale: se per la resistenza ultima dell'impalcato i carichi convenzionali determinano il dimensionamento della struttura, per le verifiche a fatica il mezzo speciale conduce ad un danneggiamento maggiore, a causa dell'elevato carico verticale e dell'importante frequenza di passaggio.
D'altra parte, i temi centrali nella progettazione dell'impalcato ferroviario sono risultati essere il sistema di controventamento inferiore e le strutture per la carrabilità dei mezzi di manutenzione:

più che il dimensionamento statico, è risultato particolarmente interessante trovare soluzioni tecnologiche e funzionali ad una geometria particolarmente complessa ed alla richiesta di carrabilità. Ciò ha condotto a soluzioni progettuali fuori standard rispetto ai tipologici per i ponti ferroviari, ma che soddisfano i requisiti richiesti dalla committenza, nonché un corretto funzionamento statico.

Non per ultimo, il montaggio per sollevamento con movimentazione su SPMT e la posa con gru ha consentito di installare impalcati completi da 189,5 e 165,0 t limitando le lavorazioni in alveo, ma ha imposto la verifica di schemi temporanei non meno importanti di quello definitivo. Concezione strutturale, dettaglio costruttivo e metodo di montaggio sono quindi parti di un unico problema progettuale.

RIFERIMENTI

[1] D.M. 17 gennaio 2018, Norme tecniche per le costruzioni.
[2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.
[3] UNI EN 1993-1-9:2005, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica.
[4] UNI EN 1993-2:2007, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio.
[5] UNI EN 1090-2:2008, Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio.
[6] RFI DTC SI PS MA IFS 001 D, Manuale di progettazione delle opere civili, Parte II, Sez. 2 - Ponti e strutture, 2019.
[7] RFI DTC SI PS SP IFS 002 C, Capitolato generale tecnico, Parte II, Sez. 12, 2018.

PAROLE CHIAVE

Ponti metallici, Piastra ortotropa, Ponte ferroviario, Armamento diretto, Verifiche a Danneggiamento, movimentazione con SPMT, Sollevamento con gru.

PROGETTO DI MONTAGGIO DELLA PASSERELLA CICLO-PEDONALE SUL CANALE OBERHAFEN AD AMBURGO

ERECTION OF THE NEW CYCLE-PEDESTRIAN FOOTBRIDGE OVER THE OBERHAFEN CANAL IN HAMBURG

Giovanni Costa,
Leonardo Balocchi, Andrea Manzi
Simone Aufiero
STEEL PROJECT ENGINEERING S.r.l.
Via G. March 14 B Livorno, Italia
info@steelproject.it

Benoit Comblin
Daniel Léonard
METALLIC BRIDGE OF BELGIUM
Grand Rue 76, 4560 Ocquier, Belgium
info@metalbb.be

ABSTRACT

The cycle-pedestrian bridge is 135 m long and 7.30m width, divided into three spans (30 m, 75 m, and 30 m). The load-bearing structure consists of a central steel box girder with an orthotropic deck, rectangular in section, 2.50 m wide and with a variable height ranging from 0.80 m to 1.40 m. From this girder, tapered triangular cantilever extend to support the orthotropic deck slab. The deck is supported by inclined struts which, together with the piers, form "Y"-shaped frames with a box section. The connection to the abutment is ensured by a stainless steel plate.
For erection, the deck was divided into five segments (A–E). Initially, the permanent and temporary piers were installed, on which segments C and D—transported directly to site—were assembled. Segments A, B, and E were instead assembled in a dedicated area adjacent to the canal. The most complex operations involved segments A and B, which, after being transported by road, were rotated, completed with cantilever brackets, and then moved by water using a crane on a barge. The installation of the closing segment E was particularly delicate and required specific guiding and adjustment systems to ensure proper alignment between segments.

SOMMARIO

La passerella ciclo-pedonale ha una lunghezza totale di 135 m, suddivisa in tre campate (30 m, 75 m, 30 m) e una larghezza di 7,30 m. La struttura portante è costituita da un cassone centrale in acciaio a lastra ortotropa, a sezione rettangolare, largo 2,50 m e con altezza variabile tra 0,80 m e 1,40 m. Da esso si sviluppano mensole triangolari rastremate che sostengono la piastra a sbalzo.

L'impalcato è supportato da puntoni inclinati che, insieme alle pile, formano telai a "Y" a sezione scatolare. Il collegamento con la spalla è garantito da una lama in acciaio inox.
Per il montaggio, l'impalcato è stato suddiviso in cinque macro-conci (A-E). In una prima fase sono state installate le pile definitive e provvisorie, sulle quali sono stati assemblati i conci C e D, trasportati direttamente in cantiere. I conci A, B ed E sono stati invece assemblati in un'area adiacente al canale e sollevati con gru su pontone. Le operazioni più complesse hanno riguardato i conci A e B, trasportati su gomma, ruotati, completati e poi movimentati via acqua con gru su pontone. Particolarmente delicato è stato il montaggio del concio di chiusura E, eseguito con sistemi di guida per garantire la corretta congruenza tra gli elementi.

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La nuova passerella ciclo-pedonale sul canale Oberhafen rappresenta un'infrastruttura strategica per il collegamento urbana all'interno del processo di riqualificazione della HafenCity di Amburgo. La passerella garantisce una connessione fluida dedicata alla mobilità dolce, migliorando l'accessibilità ciclopedonale tra le due sponde del canale e integrandosi armonicamente con il carattere industriale e portuale del contesto in cui è inserita.

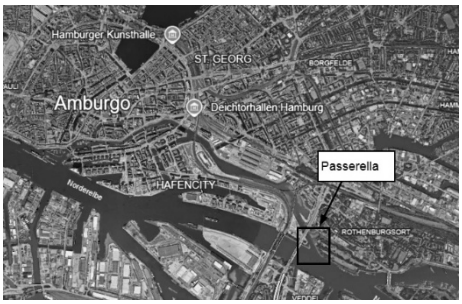


Fig. 1. Inquadramento



Fig. 2. Intradosso impalcato



Fig. 3. Vista della struttura ultimata

La struttura presente una lunghezza complessiva di 135 m articolata in tre campate da 30 m, 75 m e 30 m ed una larghezza di 7.30 m.
L'impalcato è composto da un cassone centrale in acciaio a sezione rettangolare di larghezza pari a 2500 mm e altezza variabile compresa tra circa 800 mm e 1.400 mm. La sezione tipica del cassone presenta una unica sezione scatolare irrigidita superiormente ed inferiormente da nervature longitudinali a sezione trapezia. Nella porzione di impalcato sovrastante le pile, il cassone presenta la sua altezza minima e la sezione è composta da uno scatolare con schema tricellulare. Sono presenti

dei diaframmi in parete piena lungo tutto lo sviluppo a passo costante di 2500 mm. Dal cassone centrale si sviluppano mensole laterali rastremate in altezza di sezione triangolare.

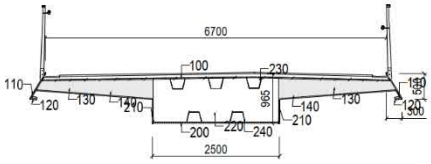


Fig. 4. Sezione tipica

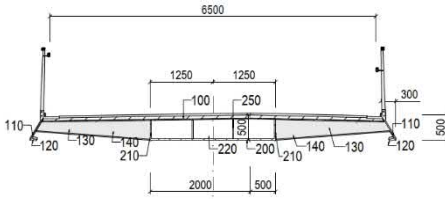


Fig. 5. Sezione in asse pila

Il sistema strutturale è completato da puntoni inclinati a "Y" e pile metalliche, entrambi composti da sezioni scatolari pluricellulari. Gli appoggi di estremità in corrispondenza delle due spalle sono realizzati mediante delle lame in acciaio inox di larghezza pari a quella del cassone centrale vincolate al cordolo di fondazione in c.a.

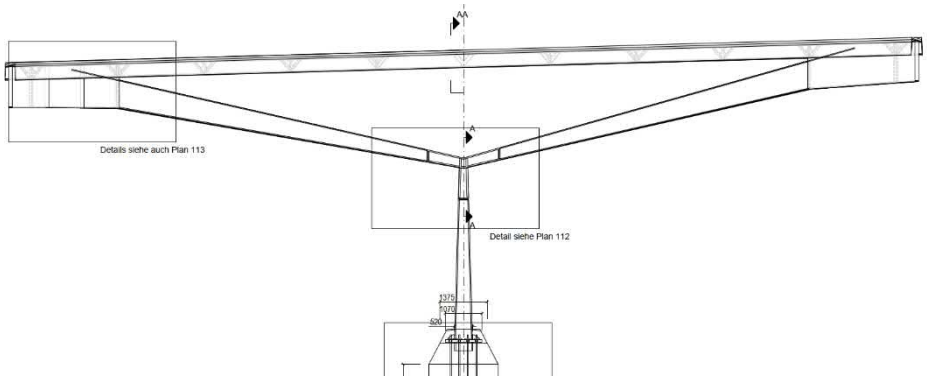


Fig. 6. Prospetto in zona pila

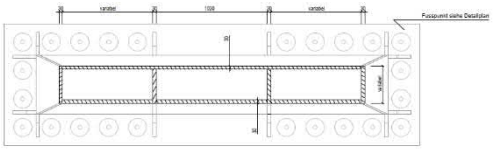


Fig. 7. Sezione fusto pila

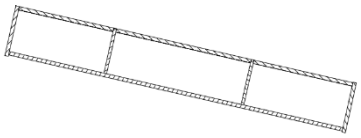


Fig. 8. Sezione puntoni

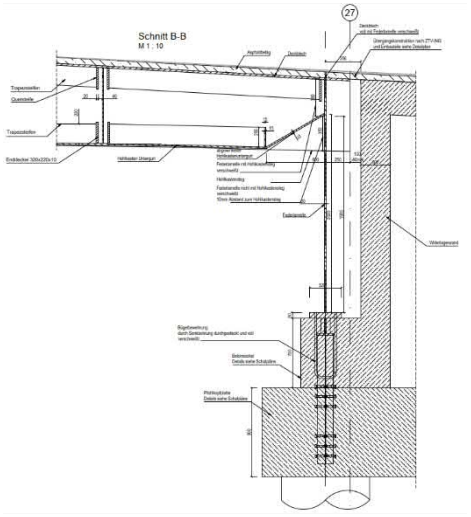


Fig. 9. Sezione longitudinale su spalla

2 ASSIEMAGGIO

L'impalcato è stato suddiviso in cinque macro-conci, dimensionati in relazione ai limiti di trasporto, al peso degli elementi, alla capacità dei mezzi di sollevamento e alla disponibilità delle aree di preassemblaggio. I conci ad Y sono stati identificati con le lettere A e B. I conci di spalla C-D. Il concio di mezzeria E che presenta uno sviluppo di 52 m è stato suddiviso in due sotto conci E1 e E2 per evidenti motivi di trasporto. Per l'assiemaggio è stata individuata un'area poco a sud dell'area di cantiere e con affaccio diretto sul canale.

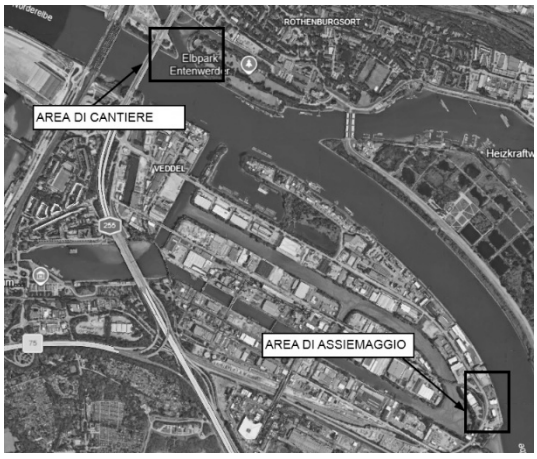


Fig. 10. Planimetria

I conci A e B sono stati trasportati in una configurazione compatibile con la movimentazione su strada (privi delle mensole esterne) e successivamente ruotati mediante tandem di gru e dispositivi

di ribaltamento appositamente progettati. Nelle aree di assiemaggio i conci sono stabilizzati su pile provvisorie e sono stati completati con le mensole laterali. Lo stesso procedimento è stato adottato per il completamento del concio E, ovvero i sottoconci E1 e E2 sono stati trasportati su gomma fino all'area di assiemaggio e sono stati solidarizzati tra loro mediante la chiusura del giunto saldato; infine sono state installate le mensole laterali



Fig. 11. Assiemaggio conci A-B



Fig. 12. Rotazione conci A-B

3 MONTAGGIO

3.1 Descrizione

Per il montaggio, come detto in precedenza, l'impalcato è stato suddiviso in cinque macroconci (A-E). In una prima fase sono state installate le pile definitive e provvisorie. Queste ultime sono state posizionate in prossimità delle due spalle, e a cavallo dei giunti tra i conci A-B e C-D in modo che ogni concio sia vincolato sia verticalmente che trasversalmente in due punti. A seguire sono stati posizionati i conci di spalla, trasportati direttamente in cantiere via terra e completati a quota progetto. Successivamente vengono installati una coppia di tiranti in sostituzione della lama di spalla in quanto questa viene fissata solo alla fine del montaggio. I conci a A e B vengono trasportati via mare. Essi sono posizionati sulle pile provvisorie e definitive e vengono continuizzati con la restante struttura mediante giunti provvisori bullonati presenti sulle pile definitive e alle estremità dei conci sia superiormente che lateralmente. Infine viene posizionata la campata centrale, trasportata anche questa via mare, e collegata alla struttura posata con clampe bullonate verticali ed orizzontali solidarizzate prima del rilascio del gancio della gru. Una volta completata la struttura superiore ed effettuate le verifiche geometriche dell'impalcato, si procede alla saldatura dei giunti dei cassoni, delle lame di appoggio su spalla e al getto degli ancoraggi. Per ultimo vi è la rimozione delle attrezzature provvisorie. Dal momento che il montaggio prevede la chiusura in chiave sono stati di fondamentale importanza il premontaggio in officina ed il rilievo in fase di montaggio. Il concio centrale "E" è stato infatti costruito con una sovralunghezza da entrambe le estremità e rifilato direttamente in cantiere prima del sollevamento una volta noti i dati del rilievo degli elementi montati.

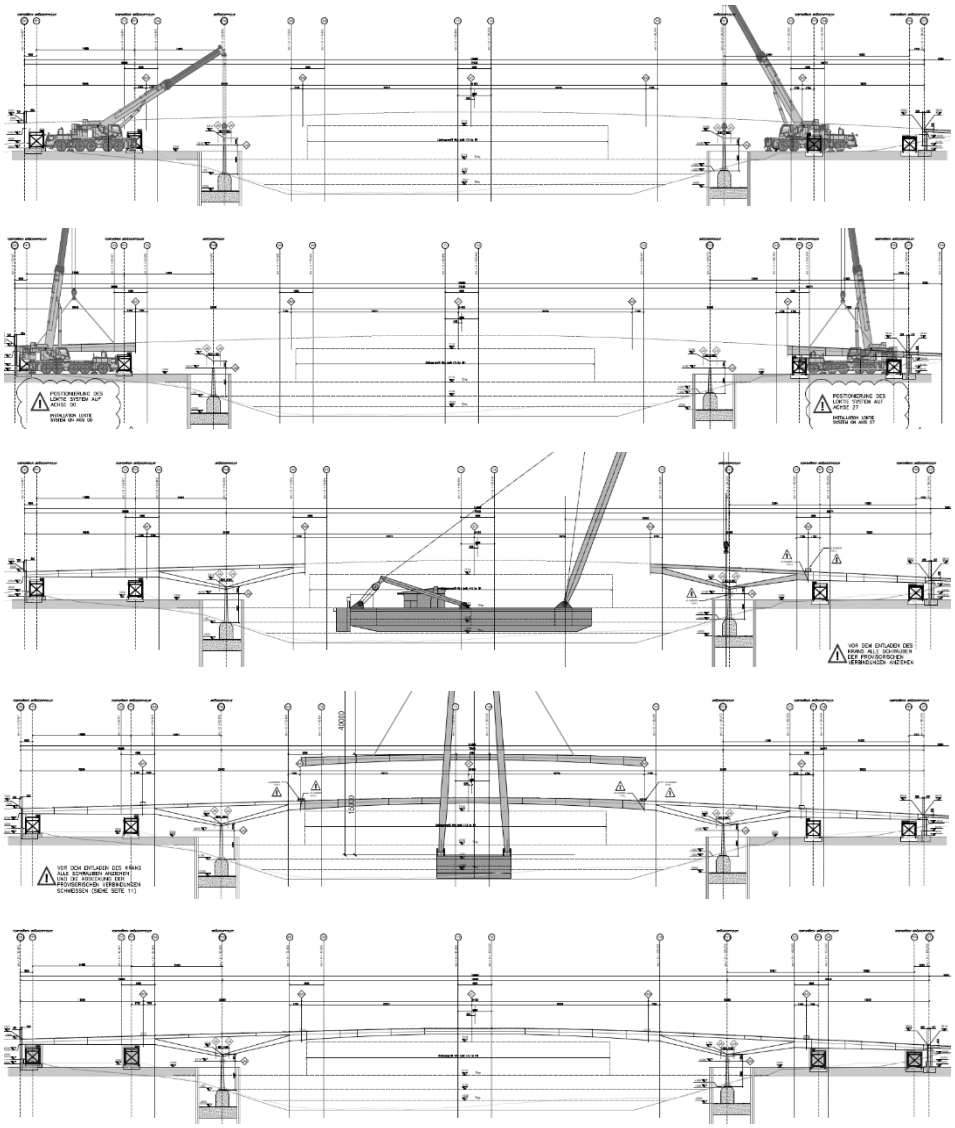


Fig. 13. Fasi tipologiche di montaggio



Fig. 14. Operazioni di posa concio B



Fig. 15. Operazioni di posa concio E

3.2 Attrezzature

Le attrezzature impiegate sono costituite da pile provvisorie, golfari saldati utilizzati per i sollevamenti, clampe bullonate e/o saldate utilizzate per gli allineamenti e per la continuizzazione delle sezioni, sistemi anti ribaltamento tipo i tiranti di spalla e sistemi di guida utili al corretto posizionamento dei conci.

Di fondamentale importanza è stato il sistema studiato per garantire la corretta congruenza tra gli durante la posa del concio di campata. Infatti, per il corretto allineamento del concio di mezzeria, è stato sviluppato un sistema di guida composto da due piedritti in doppio T lato conci posati, e un profilo commerciale a doppio T disposto in orizzontale sul concio da posare. Il sistema di guida presente sulle parti già posate presenta uno smusso in sommità con lo scopo di invito per il concio da posare.

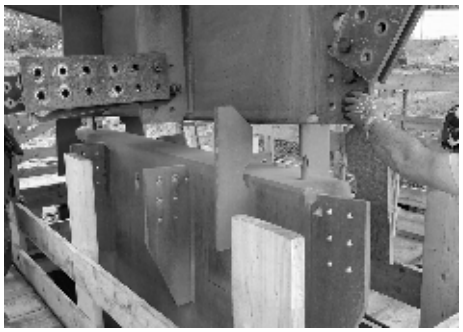


Fig. 16. Sistema di posizionamento pila

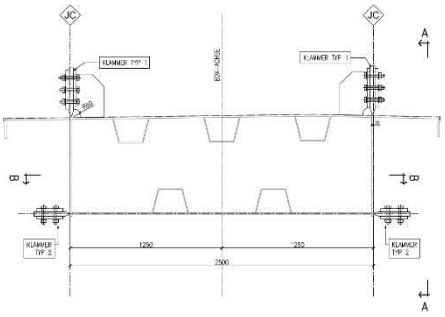


Fig. 17. Clampe di continuità

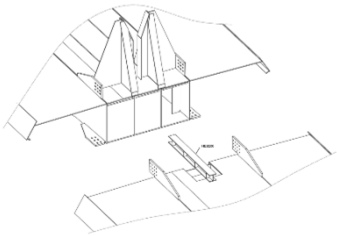




Fig. 18. Sistema di posizionamento concio E

4 MODELLAZIONE E VERIFICA DELLA COMPATIBILITA DEL MONTAGGIO

Le verifiche strutturali sono state sviluppate mediante modelli tridimensionali agli elementi finiti, finalizzati a rappresentare il comportamento globale della passerella.
Il modello della configurazione definitiva è stato affiancato da specifici modelli relativi alle operazioni di sollevamento, rotazione, assemblaggio e posa dei macro-conci. Sono stati rappresentati i sostegni temporanei, le pile provvisorie, i dispositivi di collegamento, i punti di sollevamento e i sistemi di stabilizzazione utilizzati durante il montaggio.



Fig. 19. Modello globale



Fig. 20. Modellazione della cinematica di rotazione dei conci A-B

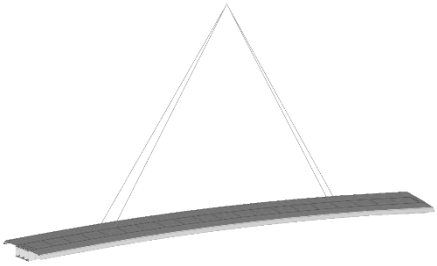


Fig. 21. Modellazione sollevamento conci E

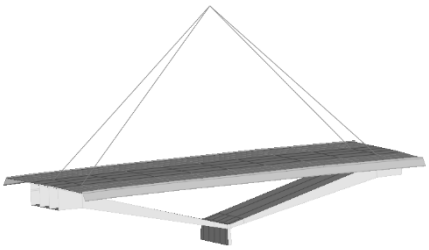


Fig. 22. Modellazione sollevamento conci A-B

L'evoluzione della struttura è stata analizzata mediante procedure non lineari di tipo "Stage Construction", attivando progressivamente i conci e modificando le condizioni di vincolo secondo la reale sequenza esecutiva. Le analisi hanno consentito di verificare tensioni, deformazioni, rotazioni, reazioni vincolari e condizioni di stabilità nelle diverse configurazioni provvisorie.
I risultati dei modelli FEM sono stati utilizzati anche per controllare spostamenti e rotazioni in corrispondenza dei giunti, verificando la compatibilità delle deformazioni con le tolleranze previste per l'accostamento e la saldatura dei conci. In sostanza per ogni fase di montaggio sono stati monitorati spostamenti e rotazioni all'interfaccia dei giunti degli elementi già posati e degli elementi in fase di sollevamento. Questo per valutare la compatibilità geometrica necessaria per la chiusura dei giunti provvisori e per un garantire semplicità nella chiusura dei giunti saldati senza dover ricorrere a particolari sistemi di regolazione verticali e/o longitudinali.

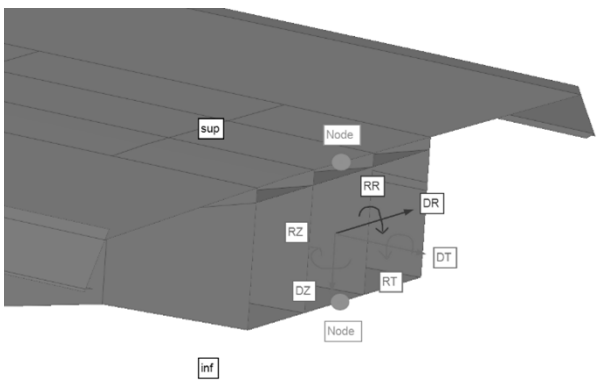


Fig. 23. Assi di riferimento

Dalle modellazioni svolte riguardanti le fasi di montaggio e sollevamento, i valori di spostamenti mutui riscontrati vengono mostrati nelle tabelle seguenti con un sistema di riferimento radiale.

Montagephase	Pos.	ΔDT	ΔRR
-	-	mm	deg
Mont C und D	sup	0.1	-0.017
	inf	0.5	-0.017
Segment A und B + Kran	sup	-0.2	-0.005
	inf	-0.1	-0.004
Mont A und B	sup	-0.1	-0.006
	inf	0.1	-0.006

Montagephase	Pos.	ΔDT	ΔRR
-	-	mm	deg
Heben segment E	sup	2.5	-0.077
	inf	4.2	0.077
Segment E + Kran	sup	2.5	-0.077
	inf	4.2	-0.077
Freigabe Kran	sup	2.3	-0.096
	inf	4.4	-0.096

Fig. 24. Tabelle congruenze

I valori riportati nelle tabelle, inferiori al mm tra concio di spalla e pila, e inferiori ai 5 mm in corrispondenza del concio di chiusura. Tali valori sono da ritenersi accettabili alla luce delle tolleranze sui tagli lamiere predisposti.
Un aspetto fondamentale ha riguardato lo studio degli "effetti di memoria", ovvero la valutazione di eventuali incrementi di tensioni e deformazioni che la struttura può subire a seguito delle diverse configurazioni statiche in cui essa di trova durante le fasi di montaggio.
Il confronto è stato fatto paragonando la fase finale del modello non lineare (modello affetto dalle operazioni di montaggio) con il modello completo risolto con una analisi lineare (modello di progetto esecutivo) in termini di sollecitazioni e deformazioni.

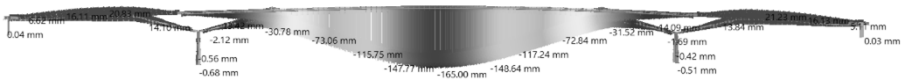


Fig. 25. Frecce verticali analisi non lineare (NLA)

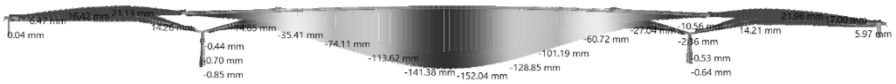


Fig. 26. Frecce verticali analisi lineare (LSA)

D (z) = 169 mm Freccia verticale massima (campata centrale)
D (z) = 153 mm Freccia verticale massima (campata centrale)
Δ (z) = 169 – 153 = 16 mm Incremento di freccia dovuto al montaggio

L'incremento riscontrato risulta pari a L/3250 valore da ritenersi non rilevante.



$M_{NLA} > M_{LSA} = 3602 > 3299$ kNm $\Delta M = 303$ kNm

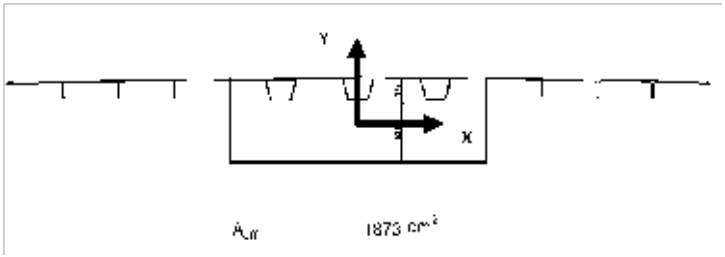


Fig. 27. Momento massimo in campata (analisi lineare e non lineare)

Nella sezione di mezzeria si riscontra un incremento di tensione dovuta alle operazioni di montaggio di circa 9 MPa non ponderati. La sezione in oggetto presenta una tensione di verifica riscontrabile dalla documentazione di progetto esecutivo pari a 291 MPa.
Ne consegue uno stato tensionale incrementato di 291+8.8 x 1.35 = 303 MPa che risulta inferiore di 355 MPa.



Fig. 28. Momento minimo all'attacco con il puntone (analisi lineare e non lineare)
$M_{NLA} < M_{LSA} = 4650 < 4915$ kNm.



Fig. 29. Momento minimo all'attacco con il puntone (analisi lineare e non lineare)

$M_{NLA} < M_{LSA} = 4709 < 4770$ kNm

5 CONCLUSIONI

L'elevato ricorso alla prefabbricazione ha consentito di concentrare le lavorazioni più complesse in officina o nelle aree di preassemblaggio, migliorando la qualità delle saldature e la precisione geometrica e riducendo le attività da svolgere direttamente in cantiere con conseguente ottimizzazione

delle tempistiche di montaggio. Il corretto studio costruttivo delle strutture metalliche, insieme all'impiego di attrezzature quali pile provvisorie, giunti temporanei di continuità e sistemi di guida, ha consentito di ottenere il corretto accoppiamento dei giunti da saldare, senza la necessità di effettuare regolazioni di quota. Inoltre, la sequenza di montaggio sviluppata ha avuto un impatto del tutto trascurabile sulle tensioni e sulle deformazioni rispetto a quanto previsto nel progetto esecutivo.

RIFERIMENTI

[1] DIN EN 1990, 1991, 1992, 1993, 1994
[2] DIN EN 1090, 10025
[3] DIN EN ISO 4016, 4034, 14399, 898
[4] DIN EN ISO 19901-6

PAROLE CHIAVE

Brücke Entenwerder, Hamburg, Cycle-pedestrian footbridge, Steel structures, Box girder

OLIMPIADI MILANO-CORTINA 2026 - FIERA MILANO RHO-PERO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DEI PADIGLIONI 13-15

MILAN-CORTINA 2026 OLYMPIC GAMES - MILAN RHO-PERO EXHIBITION CENTER - RENOVATION OF PAVILIONS 13-15

Giovanni Costa, Leonardo Balocchi,
Alessio Maneo, Simone Aufiero
Alessandro Moro
STEEL PROJECT ENGINEERING S.r.l
Via G. March 14/B Livorno, Italia
info@steelproject.it

Furio Grandelis
BIT S.p.A. COSTRUZIONI METALLICHE
Via Trieste 33 Codignano, Italia
info@bitcostruzioni.com

ABSTRACT

The renovation of pavilions 13 and 15 at fieramilano in Rho, in preparation for the Milan-Cortina 2026 Winter Olympic and Paralympic Games, involved the creation of a single space covering a total area of 35,000 square meters (approximately five football fields). This been achieved by cutting 12 internal columns, inserting four new steel lattice structures to support the existing roof, and removing the fire-resistant wall that previously separated the two areas. The facility will house the Speed Skating track.
The new structures, known as “cavalletti,” been builted using a fixed-base frame composed of piers and beams made of spatial lattice structures with a span of approximately 111.2 meters. The piers have a rectangular cross-section, with a depth of 8.00 meters and a width of 5 meters at the base, narrowing to 4 meters at the top, with a maximum height of approximately 16.50 meters. The beams feature a variable height ranging from 4.00 to 6.00 meters and a width of 4 meters.

SOMMARIO

L'intervento di adeguamento dei padiglioni 13 e 15 di fieramilano a Rho per i Giochi Olimpici e Paralimpici Invernali di Milano Cortina 2026, ha previsto la creazione di un unico spazio, per un totale di 35 mila mq di superficie coperta (circa 5 campi da calcio) mediante il taglio di 12 pilastri interni, con l’inserimento di quattro nuove strutture reticolari in acciaio a sostegno dell’attuale copertura, e la rimozione della parete tagliafuoco che divideva i due ambienti. L’impianto ospiterà la pista di pattinaggio velocità.

Le nuove strutture, i “cavalletti”, sono realizzati mediante un telaio incastrato al piede realizzato da piedritti e travi costituiti da reticolari spaziali con una luce di circa 111,2 m. I piedritti presentano una sezione rettangolare profonda 8,00 m e larga 5 m alla base e 4 m in sommità, con un’altezza altezza massima in sommità di circa 16,50 m; le travate presentano un’altezza variabile da 4,00 a 6,00 m ed una larghezza di 4 m.

1 DESCRIZIONE DELL’INTERVENTO

L'intervento di adeguamento dei padiglioni 13 e 15 di Fieramilano a Rho, in vista dei Giochi Olimpici e Paraolimpici Invernali 2026, prevede la creazione di un unico spazio libero da strutture al centro della pianta, per un totale di 35 mila mq di superficie coperta (circa 5 campi da calcio), mediante il taglio di 12 pilastri interni e l’inserimento di quattro nuove strutture reticolari in acciaio a sostegno dell’attuale copertura, e la rimozione della parete tagliafuoco che divideva i due ambienti. Lo spazio che ha ospitato la pista di pattinaggio velocità, al termine dell’evento olimpico diventerà una sede polifunzionale per grandi eventi del tutto nuovi nel panorama delle strutture fieristico congressuali di Fiera Milano spa.

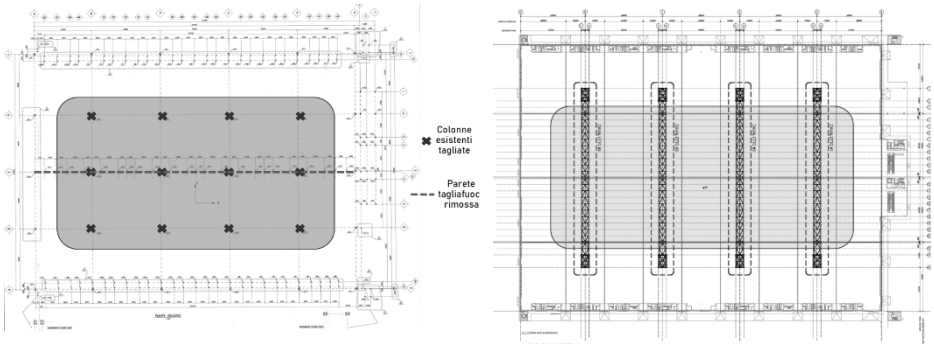


Fig. 1: Colonne tagliate e parete tagliafuoco rimossa - Portali e ingombro pista pattinaggio

2 STRUTTURE ESISTENTI

L’edificio su cui si è intervenuto corrisponde al padiglione mono-planare atipico 13-15 di fieramilano, Rho. Il padiglione è a pianta rettangolare con dimensioni 238x177 m, altezza al colmo di circa 17,80 m, altezza uti-le sotto il corrente inferiore delle travi reticolari di circa 12,10 m.
La struttura di sostegno dell’attuale copertura è costituita da pilastri metallici con sezione a croce, ottenuta dall’accoppiamento di profilati tipo HEB/M con elementi saldati a T di opportuno spessore.



Fig. 2. Vista interna copertura esistente e parete tagliafuoco

La copertura è sostenuta da un graticcio di travi reticolari piane principali e secondarie, di altezza pari a circa 4,00 m, perpendicolari tra loro; le travature secondarie sono collegate dagli arcarecci (della serie IPE o HEA) a loro volta stabilizzati dai pannelli di copertura. Un sistema di controventamento a livello falda a catena assicura la stabilità in piano. L'interasse degli arcarecci è pari a circa 4,00 m. e coincide con i nodi delle travature reticolari. La maglia tipica del telaio spaziale del padiglione è di 24,00 m per 48,00 m con eccezione per la campata di estremità, dal lato degli edifici di testata ove la maglia strutturale è di 28,00 m per 48,00 m.



Fig. 3. Reticolari Longitudinali e trasversali

3 STRUTTURE DI NUOVA REALIZZAZIONE

Le nuove strutture, i "cavalletti", sono 4 telai reticolari disposti ad interasse longitudinale di 48 m l'uno dall'altro ad abbracciare tre allineamenti di travi reticolari longitudinali della copertura

esistente; i telai sono costituiti da una coppia di piedritti reticolari e un traverso a cassone reticolare in carpenteria metallica, larghi circa 4.00 m, a campata unica con lunghezza totale di circa 111,2 m e spazio libero al suo interno di oltre 90 m.



Fig. 4. Cavalletto completato

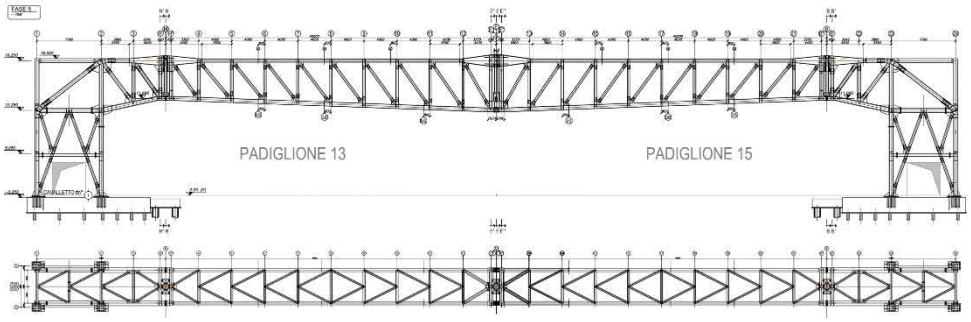


Fig. 5. Cavalletto – Assieme generale: Prospetto e pianta superiore

I piedritti sono costituiti da quattro colonne disposte agli angoli di un rettangolo avente lati di 5,00 x 8,00 m, fra loro collegate da profili orizzontali e contraventate in entrambi i piani verticali oltre che di diaframmi oriz-zontali. La disposizione delle colonne, a cavallo dei corselli tra gli stalli espostivi, è tale da garantire il man-tenimento dei percorsi di fuga all'interno del layout fieristico del padiglione oltre che a non costituire interfe-renza con il sistema di sottoservizi e polifere che cammina al di sotto della pavimentazione industriale per il servizio delle diverse tipologie di allestimento fieristico. Per tale motivo alla base i piedritti presentano una larghezza di 5 m che rastrema a 4 m per raccordarsi in sommità alla larghezza dei traversi garantendo lo spazio netto richiesto alle funzioni fieristiche.

Il collegamento orizzontale tra due piedritti di ciascun "cavalletto" è costituito da due travi reticolari parallele, collegate trasversalmente sia in corrispondenza dei nodi superiori sia in corrispondenza dei nodi inferiori e controventate a formare una trave a cassone avente altezza di circa 6,00 m all'attacco dei piedritti, che rastrema a circa 4,00 m in corrispondenza dei due pilastri stremi da tagliare, e che tornano ad avere un'altezza di circa 6,00 m in corrispondenza della mezzeria che coincide con il terzo pilastro da tagliare.

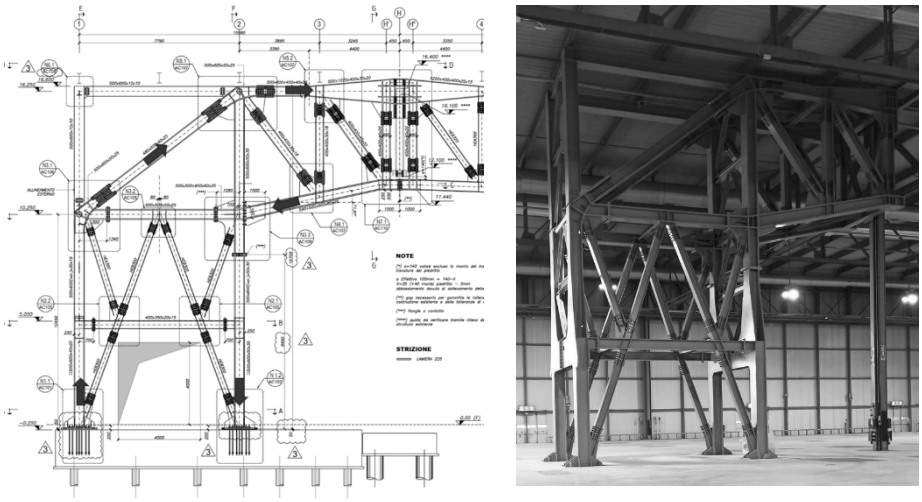


Fig. 6. Dettaglio piedritti

La larghezza dei "traversoni" è stata ridotta da 5 a 4m in modo da permettere la prefabbricazione in officina di interi pannelli di reticolare superiore ed inferiore. Le aste di parete presentano invece collegamenti bullonati ad attrito SLE in modo da evitare deformazioni anelastiche dovute al gioco foro-bullone: uno dei re-quisiti più importanti è stato infatti quello del mantenimento della geometria della copertura esistente per garantire il corretto deflusso delle acque meteoriche sulle relative falde di estradosso. Le lavorazioni di officina in termini di vestizione profili sono state concentrate sulle briglie delle travi reticolari, privilegiando il "taglia e fora" per tutte le aste di parete, diaframmi e controventi.

L'altezza massima dei "cavalletti" è pari a circa 16,50 m, mentre l'altezza utile sotto il corrente inferiore va-ria da circa 10 m a circa 11,40 m.

I piedritti dei "cavalletti" sono fondati su plinti aventi dimensione in pianta di circa 6,20 x 14,90 m alti 1,80 m realizzati ciascuno su 25 micropali pali trivellati φ350 mm lunghi 17,00 m dall'intradosso del plinto, armati con camicia tubolare metallica φ244x10 mm.

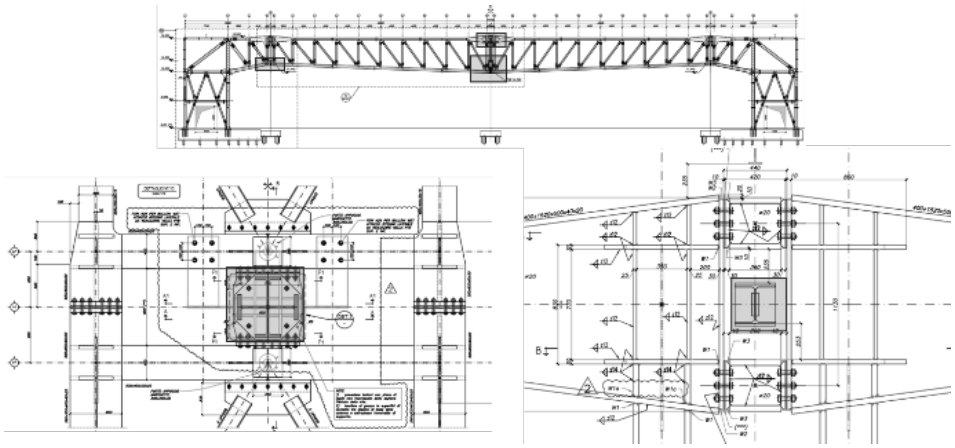


Fig. 7. Interfaccia tra cavalletto e strutture esistenti.



Fig. 8. Vista traverso assiemato.

4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEI NUOVI CAVALLETTI

I cavalletti sono stati dimensionati ai sensi delle NTC 2018 sia per quanto riguarda gli Stati Limite Ultimi che gli Stati Limite di Esercizio, tenendo in considerazione la funzione svolta all'interno dell'organismo edilizio complessivo costituito dalla struttura del padiglione esistente, così come modificata con la soppressione delle colonne interne e l'introduzione dei nuovi telai portanti. Tali nuovi elementi strutturali svolgono la funzione di telai sismo-resistenti nella condizione SLV e SLC, ma soprattutto sono stati dimensionati in termini di rigidezza per evitare che il taglio delle colonne interne generasse perdite di geometria delle falde di copertura esistente sotto carichi permanenti ed accidentali.

Il modello di calcolo è stato realizzato in Straus7 mediante elementi beam e shell per le aree di carica-mento ed è rappresentativo dell'intero complesso esistente congiuntamente ai 4 cavalletti di nuova realizzazione.

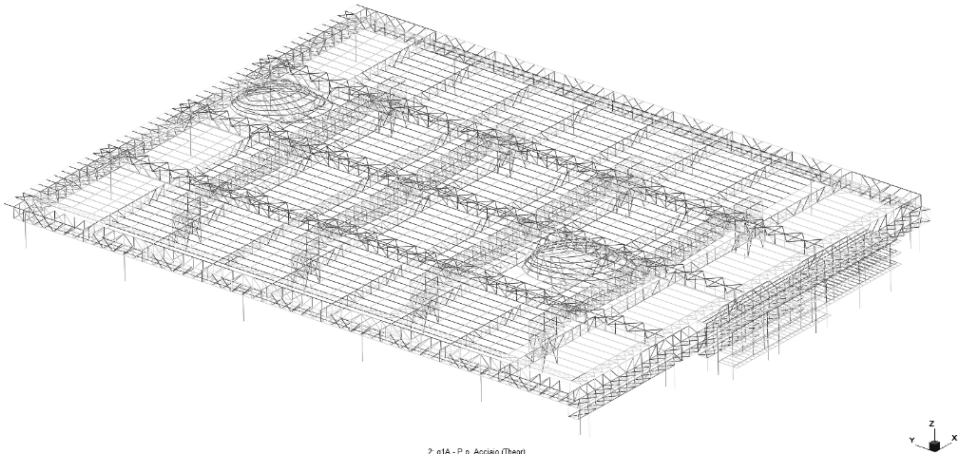


Fig. 9. Modello di calcolo globale

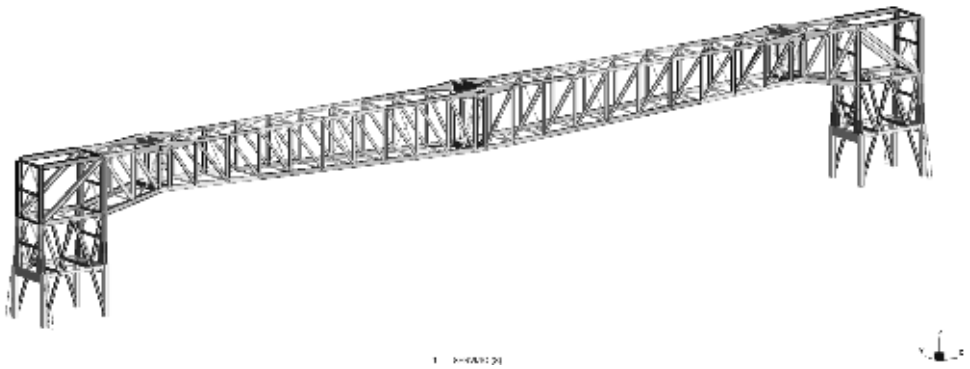


Fig. 10. Dettaglio del modello del cavalletto

I pilastri perimetrali della copertura e i pilastri dell'edificio di testata sono stati vincolati alla base tramite un incastro secondo lo schema statico del Progetto Strutturale originale del Padiglione 13-15; le travi reticolari longitudinali e trasversali hanno le aste dei correnti superiore e inferiore continue e le aste di parete incernierate. Le briglie inferiori delle reticolari trasversali della copertura esistente sono rilasciate a sforzo assiale in corrispondenza dell'attacco con le reticolari longitudinali coerentemente con i dettagli di nodo realizzati. Gli arcarecci hanno lo schema statico del progetto originario, con cerniere di sconnessione in-terna ogni due appoggi per rendere il comportamento isostatico.
I cavalletti di nuova costruzione sono vincolati a terra con grado di incastro per ognuna delle 4 colonne. Le briglie delle reticolari principali sono continue e le aste di parete sono incastrate su di esse mentre le aste secondarie di controvento di piano e di diaframma sono incernierate.

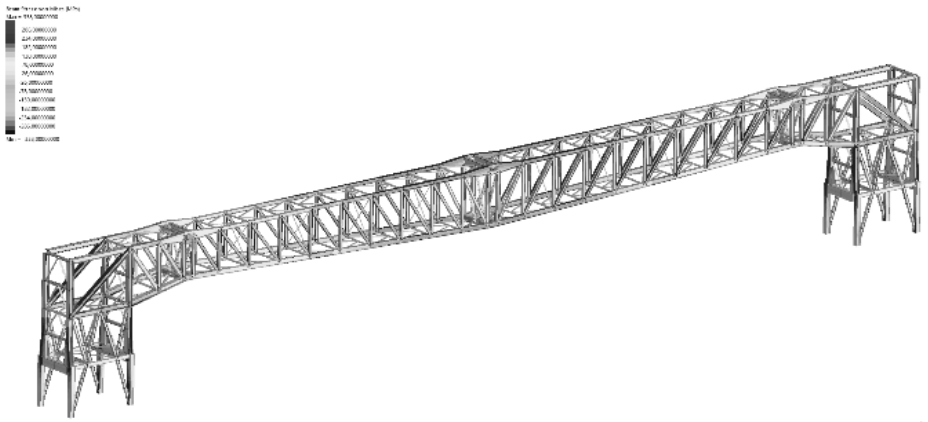


Fig. 11. Dettaglio del modello del cavalletto

Per i cavalletti sono state effettuate, oltre alle verifiche di resistenza e deformabilità sopra illustrate, anche le analisi di buckling per valutare la stabilità della struttura cautelativamente considerata come isolata: la filosofia progettuale prevede infatti dei cavalletti auto-stabili che possano anche fungere da elemento stabilizzante per la copertura esistente. Il primo moltiplicatore di buckling globale è di circa 10.

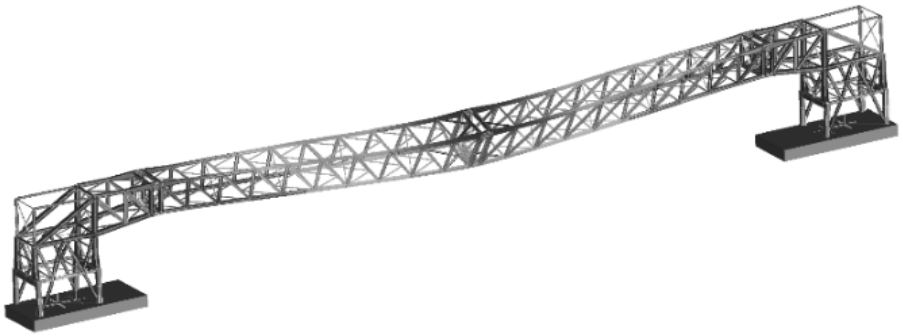


Fig. 12. Analisi di buckling

Data la forte iperstaticità della struttura sono state effettuate, soprattutto in ottica di deformazione residua della copertura esistente al termine della procedura di trasferimento di carico, analisi dettagliate per valutare gli effetti associati alla cedevolezza delle sottofondazioni su micropali dei plinti di base.
Alcuni nodi particolarmente critici sono stati analizzati mediante sotto-modelli shell molto raffinati che hanno permesso di evidenziare le principali concentrazioni di tensione negli elementi ed introdurre i necessari irrigidimenti localizzati; nel caso delle piastre di base le analisi svolte sono state di tipo non lineare per cogliere l'effettivo comportamento del calcestruzzo non resistente a trazione.

5 MONTAGGIO, COLLAUDO E TRASFERIMENTO DEL CARICO

La sequenza di montaggio delle strutture dei quattro nuovi portali ha previsto le seguenti macrofasi di lavoro:

1. Montaggio dei piedritti,
2. Assiemaggio a terra e sollevamento dei traversoni,
3. Trasferimento del carico tra colonne esistenti e nuovi cavalletti,
4. Taglio delle colonne esistenti.

Il montaggio dei piedritti è stato realizzato mediante gru di piccola taglia che potessero lavorare al di sot-to della copertura esistente con ridotte lunghezze sotto gancio. Particolare attenzione è stata quindi posta alle cinematiche e alla diffusione agli scarichi sotto stabilizzatore per ridurre le pressioni sulla pavimenta-zione industriale del padiglione.

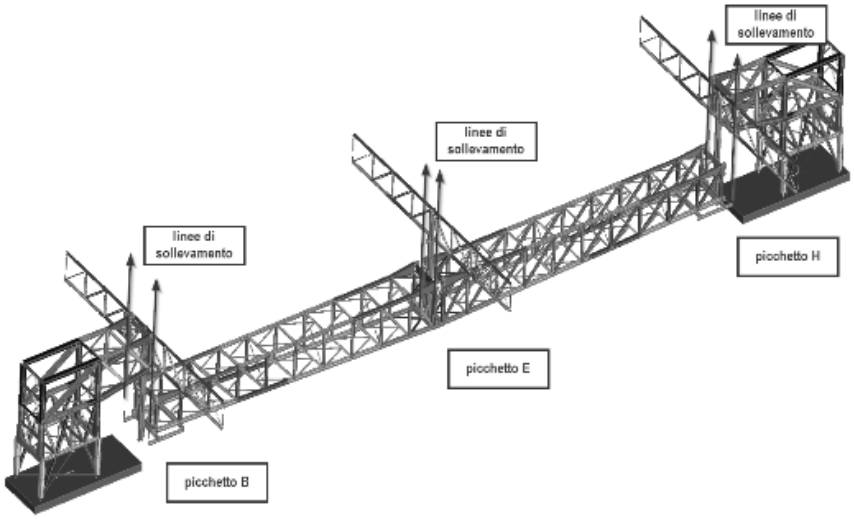


Fig. 13. Montaggio del piedritto



Fig 14. Montaggio del becco piedritto

La travata viene completamente assiemata a terra nella sua posizione planimetrica finale: il giunto di mezzeria della travata viene chiuso solo in briglia inferiore in modo da realizzare globalmente una artico-lazione della trave reticolare in mezzeria (che ha la continuità solo in briglia inferiore) ed evitare l'interferenza tra briglia superiore e reticolare longitudinale in fase di sollevamento.
Il sollevamento di ciascun cavalletto avviene tramite barre dywidag collegate in sommità ai piedritti e alla colonna centrale: le dywidag sono vincolate ai traversi mediante due barelle sui picchetti laterali e al tra-verso centrale.



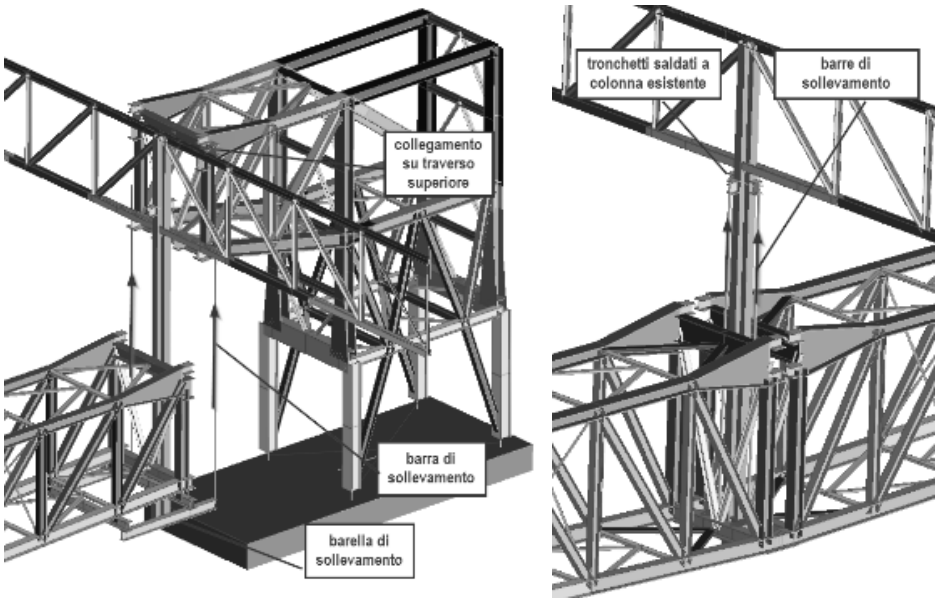


Fig. 15. Schema generale e dettaglio punti di sollevamento

La travata viene sollevata a quota finale dopo di chè si procede alla chiusura dei collegamenti tra travata e piedritto e tra le briglie superiori nella mezzeria della travata. L'attrezzatura di sollevamento viene poi rimossa. In questa fase reticolare esistente e cavalletto sono indipendenti: per evitare clash tra le due strutture i tronchetti di bypass delle briglie presentano un'aria rispetto alle reticolari esistenti tale da "assorbire" la freccia da peso proprio del cavalletto isolato



Fig. 16. Traversone assiemato in attesa dell'inizio del sollevamento



Fig. 17. Traversone durante il sollevamento

Il trasferimento di carico avviene mediante tre coppie di martinetti, una per allineamento di colonne della copertura esistente "abbracciate" dal portale, martinetti che poggiano su apposite traverse di contrasto solidali ai cavalletti e contrastano su selle collegate per saldatura alle colonne esistenti.

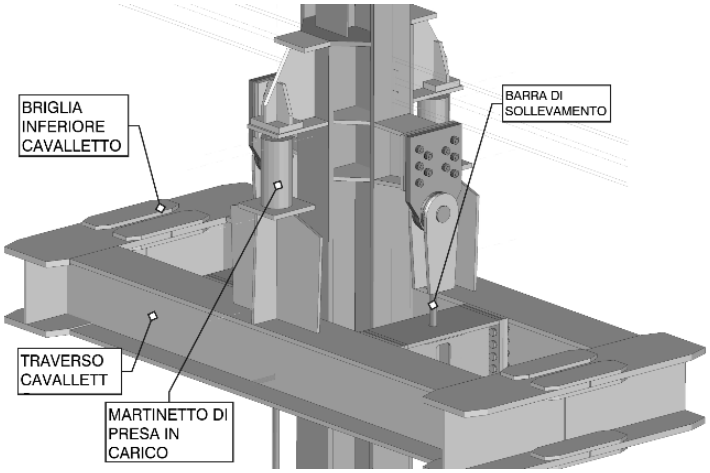


Fig. 18. Vista 3D predisposizioni per la presa in carico

Per governare in sicurezza la fase di trasferimento di carico dalle strutture esistenti alla struttura dei portali di è previsto un sistema di controllo attivo al piede delle colonne esistenti.
A circa 1 m dalla piastra di base è stato infatti installato un sistema di bypass così realizzato: quattro elementi saldati alle piattabande delle colonne a croce di malta, elementi dotati di tubi cavi per l'alloggiamento di barre tonde in grado di lavorare sia in trazione che in compressione. Queste barre hanno la funzione di trasferire il carico tra le due sezioni della colonna una volta effettuato il taglio sulla stessa consentendo però, attraverso l'utilizzo di quattro martinetti di controllare il progressivo passaggio di carico in colonna fino al suo annullamento. Una volta installati i sistemi di bypass e messi in forza i martinetti di contrasto, la zona del taglio delle colonne risulta completamente scarica essendo in esercizio il sistema di martinetti e barre che da questo momento in poi permettevano un controllo attivo sulla fase di transizione del carico verticale dalle colonne esistenti al portale di nuova creazione. Per esigenze di accorciamento temporale del cronoprogramma lavori si è deciso di effettuare, prima dell'attivazione del bypass e del taglio delle colonne propedeutiche al

trasferimento di carico, le prove di carico statico sul sistema di nuovi cavalletti, utilizzando appunto le colonne esistenti ed il relativo ancoraggio in fondazione come sistema di contrasto per la prova.
La prova di carico statico su ciascun cavalletto è stata quindi realizzata azionando i martinetti superiori su ogni allineamento di colonne esistenti (andando quindi a simulare la reazione che la copertura esistente scaricherebbe sui cavalletti nella condizione di carico di Stato Limite di Esercizio Frequente) misurando le frecce ottenute sul cavalletto; la prova ha dato esito di perfetta rispondenza fra frecce teoriche e frecce riscontrate ed con residuo anaelastico sostanzialmente trascurabile.
Completato il collaudo è stato possibile procedere al trasferimento del carico: tale procedura è comincia-ta con l'attivazione del bypass inferiore attivando i martinetti di quest'ultimo in modo da riprendere un ca-rico corrispondente a circa l'80% del carico della colonna (precedentemente stimato mediante modella-zione e suffragato sperimentalmente mediante prove di rilascio tensionale effettuate su alcune colonne esistenti).
Le colonne sono state quindi essere sezionate in corrispondenza della linea di taglio mantenendo un con-trollo attivo del carico con i martinetti del bypass per evitare effetti di "rimbalzo", utilizzando i dadi delle barre del bypass serrati in modo da riprendere il carico delle colonne con le barre.
Si è proceduto quindi al trasferimento di carico vero e proprio attivando i martinetti superiori: in questa fase è stato mantenuto un controllo attivo del carico su bypass, per monitorare il progressivo trasferimen-to del carico. Oltre al controllo del trasferimento della forza occorreva controllare anche l'aspetto geome-trico: era infatti fondamentale mantenere invariato l'assetto geometrico della copertura esistente per mantenere le pendenze delle falde ed evitare danni a rivestimenti e impianti.
Annullato il carico nella co-lonna i martinetti superiori sono stati bloccati con ghiera e la colonna è stata tagliata alla quota prevista a progetto: al di sotto della stessa è stata saldata la flangia terminale che realizza l'apposito tronchetto bul-lonato al traverso del cavalletto. La struttura risultava a questo punto completata e il trasferimento di cari-co dalle colonne esistenti alle strutture dei cavalletti effettuato.

6 CONCLUSIONI

Il progetto di rimozione delle colonne della copertura dei padiglioni di fieramilano a Rho e conseguente installazione delle nuove strutture portanti ha evidenziato significative complessità. La prima è stata legata alla necessità di lavorare in strutture esistenti che dovevano rimanere in funzione durante i lavori, che sono stati organizzati per essere realizzati entro precise finestre temporali imposte dal calendario fieristico. Le esigenze fieristiche hanno anche "guidato" la geometria dei cavalletti sia per quanto riguarda le altezze disponibili sotto briglia che la necessità di garantire adeguati corridoi di passaggio tra le colonne. Dovendosi interfacciare con una struttura esistente è stato necessario un attento studio per risolvere tutte le possibili interferenze che potevano venirsi a creare sia in configurazione definitiva (fondamentale è stato il rilievo dello stato di fatto) che in fase di montaggio. L'assoluta necessità di mantenere lo "status quo" della copertura in termini geometrici, oltre ad evitare overstress sulle strutture esistenti dovuti a eventuali cedimenti o forzature, ha imposto un approfondito studio delle procedure di montaggio e trasferimento di carico. Il progetto dei nuovi cavalletti è stato quindi sviluppato per assecondare tutte le condizioni al contorno e, al contempo, semplificare ed ottimizzare le quantità e le operazioni di prefabbricazione ed assiemaggio

7 DATI SINTETICI DELL'OPERA

STRUTTURE ESISTENTI

Dimensioni corpo principale: Lunghezza 224 m - Larghezza 166 m - Altezza 15 m - Superficie: 37184 mq
Peso strutture di copertura (escluso colonne e corpo accessorio): Circa 2200 tonn - Acciaio S355/S275
NUOVI CAVALLETTI
Dimensioni: Lunghezza 111 m - Larghezza da 4 a 5 m - Altezza 16,5 m
Peso singolo portale (comprensivo di piastrame, bulloneria e saldature): Circa 440 tonn - Acciaio S355
Anno di intervento: 2023 - 2025
Committente: Fondazione Fiera Milano
Costruttore Carpenteria metallica: ATI BIT S.p.A. - MBM S.p.A.
Opere di Fondazione: Fondamenta spa

RIFERIMENTI

[1] D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e relativa circolare applicativa
[2] UNI EN 1991-1-4:2005 Azioni – Vento
[3] UNI EN 1993-1-1:2005 Progettazione delle strutture in acciaio – Parte generale
[4] UNI EN 1993-1-8:2005 Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti

PAROLE CHIAVE

Strutture metalliche, Fieramilano Rho, Padiglioni 13-15, Progetto Ristrutturazione, Grandi sollevamenti

IL PONTE CICLOPEDONALE SUL FIUME CESANO LUNGO LA CICLOVIA ADRIATICA

THE FOOTBRIDGE OVER THE RIVER CESANO ALONG THE ADRIATIC CYCLE ROUTE

Luigino Dezi, Gabriele Dezi, Raoul D. Innocenzi, Giandomenico Massa
DSD Dezi Steel Design Srl
Ancona, Italy
info@dsd-srl.it

ABSTRACT

The paper outlines the design and construction of the pedestrian and cycle bridge at the Cesano River estuary, a strategic infrastructure linking the municipalities of Senigallia and Marotta and forming part of the Ciclovia Adriatica and the National Cycle Tourism Network. The structure crosses the river downstream of the existing railway bridge by means of a steel superstructure consisting of a central tied-arch span of 86 m and two side spans of 55 m and 54 m, for a total length of approximately 200 m.
The superstructure is distinguished by its pronounced cross-sectional asymmetry: the arch is inclined by 15° from the vertical, while the deck is eccentrically positioned towards the sea. The side spans are designed in structural and architectural continuity with the central arch, which extends laterally into two steel box girders supporting the deck.
The bridge combines architectural quality, structural efficiency and sustainability, demonstrating the potential of steel as the material of choice for lightweight, durable infrastructure dedicated to sustainable transport.

SOMMARIO

La memoria illustra la concezione progettuale e la realizzazione del ponte ciclopedonale alla foce del fiume Cesano, un'infrastruttura strategica per il collegamento tra i comuni di Senigallia e Marotta, inserita nel tracciato della Ciclovia Adriatica e del Sistema Nazionale delle Ciclovie Turistiche. L'opera attraversa il fiume a valle del ponte ferroviario con una struttura interamente in acciaio avente una campata centrale ad arco di 86 m e due campate laterali di 55 m e 54 m, per uno sviluppo complessivo di circa 200 m.
La sovrastruttura si distingue per una marcata asimmetria della sezione trasversale: l'arco è inclinato di 15° rispetto alla verticale, mentre l'impalcato è disposto eccentricamente verso il mare. Le

campate laterali si sviluppano in continuità strutturale ed architettonica con l'arco centrale, che si estende lateralmente con due travi scatolari a sostegno dell'impalcato.
L'opera coniuga qualità architettonica, efficienza strutturale e sostenibilità, valorizzando l'impiego dell'acciaio quale materiale d'elezione per la realizzazione di infrastrutture leggere, durabili e dedicate alla mobilità dolce

1 INTRODUZIONE

Il ponte ciclopedonale sul Fiume Cesano rappresenta un'infrastruttura strategica sia a livello regionale, in quanto realizza un tratto della Ciclovia Adriatica collegando le province di Ancona e Pesaro Urbino, attraverso i Comuni di Senigallia e Marotta Mondolfo, sia a livello interregionale poiché si inserisce nel tracciato del Sistema Nazionale delle Ciclovie Turistiche.
L'opera riveste pertanto un ruolo di particolare rilievo sotto il profilo della mobilità sostenibile, dello sviluppo turistico e della valorizzazione del territorio, contribuendo alla continuità di un itinerario ciclabile che si estende da Trieste fino a Santa Maria di Leuca.
Il ponte attraversa il fiume Cesano in corrispondenza della foce, a poco più di 100 m dalla linea di costa e a circa 30 m a valle dello storico ponte ferroviario in muratura sul lato opposto, con un impalcato metallico avente campata centrale di 86 m e campate laterali di 55 m e 54 m, per uno sviluppo complessivo di circa 200 m. La pista ha una larghezza di 5 m, 3 dedicati ai ciclisti e 2 ai pedoni ed è protetta da due parapetti alti 150 cm (Fig. 1 e Fig. 2).
La struttura si caratterizza per una marcata asimmetria della sezione trasversale: l'impalcato è sostenuto da un arco inclinato di 15° rispetto alla verticale ed è disposto eccentricamente verso il mare. Le campate laterali si sviluppano in continuità strutturale ed architettonica con l'arco centrale, che si prolunga in due travi scatolari aventi la medesima inclinazione dell'arco e poste a sostegno dell'impalcato. Quest'ultimo mantiene il proprio aggetto verso il mare anche nei tratti laterali conferendo all'intera opera un'immagine unitaria e fortemente riconoscibile.
Il prospetto lato mare del ponte ciclopedonale, che ha una lunghezza pressoché analoga a quella del ponte ferroviario, è valorizzato dalla presenza dei 14 archi in muratura retrostanti, con i quali istaura un dialogo compositivo basato sull'allineamento e sulla sovrapposizione prospettica. L'arcata centrale del nuovo ponte, con le due pile in alveo allineate ai piloni del ponte ferroviario, racchiude prospetticamente le sei arcate centrali, mentre le due laterali inquadrano le restanti otto, quattro per ciascun lato. La successione delle arcate in muratura costituisce così uno sfondo architettonico che amplifica la percezione della nuova struttura e ne rafforza il rapporto con il contesto.
L'accesso al ponte principale è garantito da due rampe in calcestruzzo armato progettate in continuità funzionale, strutturale e architettonica con l'impalcato metallico. Disposte in direzione pressoché ortogonale rispetto all'asse del ponte, le rampe non assolvono esclusivamente la funzione di collegamento tra la quota del piano di campagna e quella dell'attraversamento, ma contribuiscono in modo significativo alla qualità dell'esperienza di percorrenza. Il loro sviluppo planimetrico consente infatti una progressiva scoperta del ponte e del contesto circostante: durante l'avvicinamento, l'utente percepisce l'arcata principale da punti di vista via via differenti, con visuali sempre più oblique che ne mettono in risalto la leggerezza strutturale, il rapporto con gli archi in muratura del ponte ferroviario retrostante e l'equilibrio compositivo dell'intero insieme. Questa successione di scorci genera una percezione dinamica dell'opera, trasformando il semplice accesso in un percorso di avvicinamento che valorizza le qualità architettoniche e paesaggistiche del ponte e rende l'attraversamento particolarmente piacevole e coinvolgente.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Gli elementi caratterizzanti l'opera, sia dal punto di vista strutturale che architettonico, sono costituiti senza dubbio dall'impalcato metallico e dall'arco inclinato che sostiene la campata centrale.

L'impalcato ha spessore sottile, longitudinalmente costante, che varia trasversalmente da 80 cm lato monte (nella campata centrale) a 50 cm lato mare (Fig. 3).



Fig. 1. Vista planimetrica

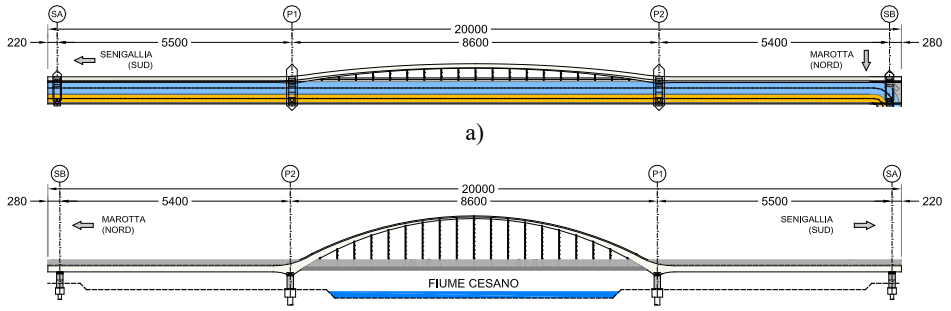


Fig. 2. a) Planimetria, b) Prospetto lato monte

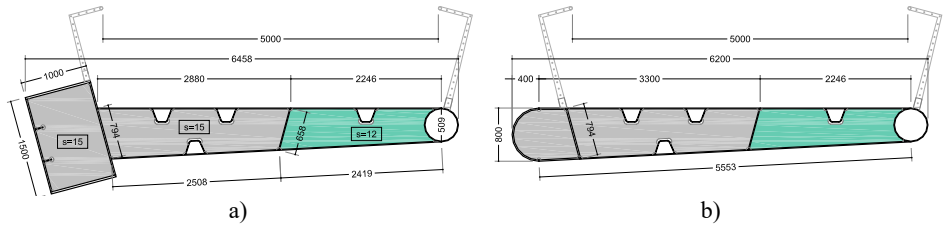


Fig. 3. Sezioni impalcato: a) campate laterali e b) campata centrale

L'arco ha larghezza costante di 100 cm ed altezza variabile da 40 cm in chiave a 250 cm in corrispondenza degli appoggi. Le travi scatolari presenti sulle due campate laterali hanno sezione 100 x 150 cm, presentano la stessa inclinazione dell'arco ed hanno una parte sporgente verso il basso ed una verso l'alto. Il traverso sulle pile centrali ha un'altezza costante di circa 85 cm (Fig. 4).

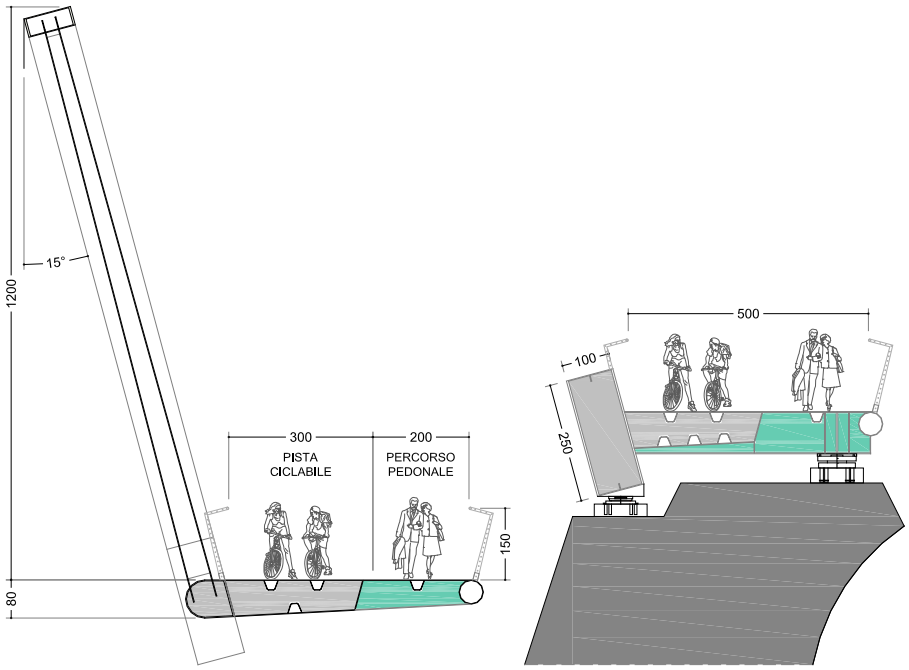


Fig. 4. Sezioni trasversali: a) in mezzeria, b) sulle pile centrali

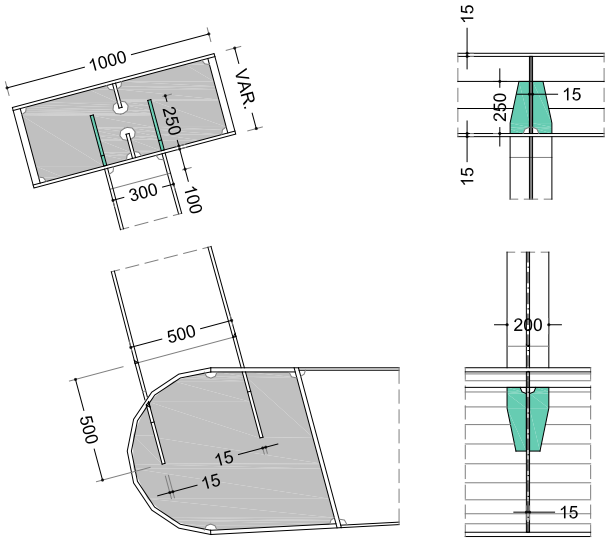


Fig. 5. Collegamenti dei pendini all'arco e all'impalcato

3 ASSETTO DEI VINCOLI

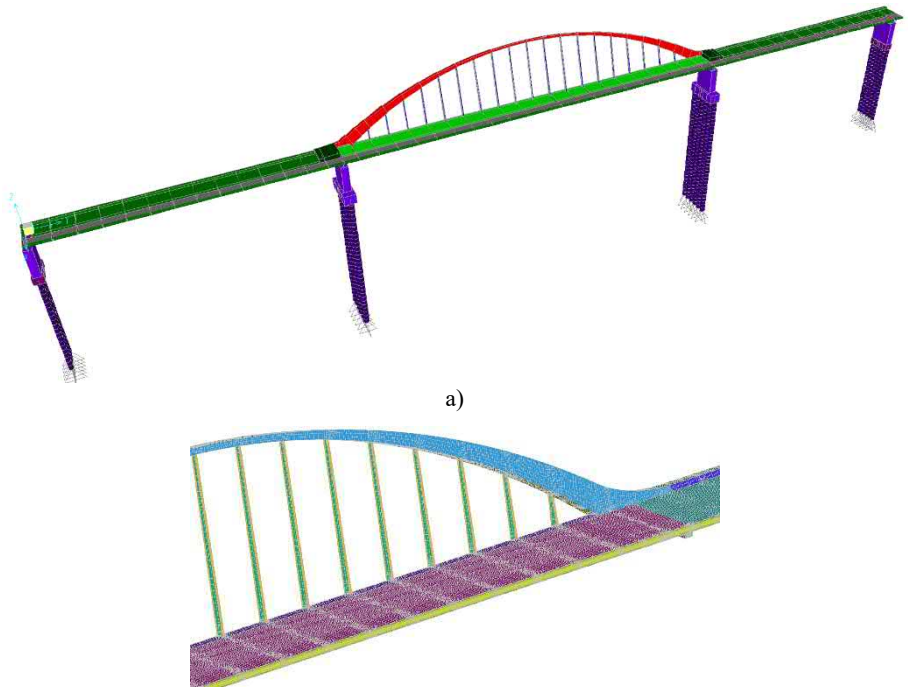
L'impalcato ha uno schema statico di trave continua su quattro appoggi, soluzione che ha consentito di inserire solo due pile in alveo, con evidenti benefici sotto il profilo idraulico, strutturale e architettonico. Gli appoggi in corrispondenza delle pile in alveo sono di tipo fisso, realizzando così uno schema statico iperstatico anche dal punto di vista assiale. Tale soluzione, pur risultando vantaggiosa nei confronti delle azioni sismiche che si ripartisce su entrambe le pile, non lascia liberi gli spostamenti longitudinali dell'impalcato dovuti alle variazioni termiche.
Per consentire all'impalcato una adeguata capacità deformativa longitudinale e limitare l'azione iperstatica assiale, le fondazioni delle pile sono state realizzate con pali disposti in linea nella direzione ortogonale all'asse dell'impalcato (Fig. 2). Questa configurazione rende la fondazione relativamente più deformabile nella direzione longitudinale del ponte, riducendo la rigidezza traslazionale della pila, senza comprometterne la capacità portante nei confronti delle azioni longitudinali. In questo modo le pile sono in grado di assecondare parte degli spostamenti longitudinali dell'impalcato indotti dalle variazioni termiche, limitando le sollecitazioni trasmesse all'impalcato.
I due appoggi lato mare sono inoltre di tipo bilatero, ossia progettati per sviluppare anche reazioni verticali negative (dirette verso il basso), in modo da garantire il mantenimento del contatto tra impalcato e appoggi anche in presenza di azioni che tenderebbero a provocarne il sollevamento, quali quelle indotte dal vento o dagli effetti dinamici. Tale soluzione assicura il corretto funzionamento del vincolo anche nelle condizioni di esercizio più gravose.
I dispositivi di appoggi sono costituiti da apparecchi a disco elastomerico confinato. Gli apparecchi mobili unidirezionali sono dotati di una superficie di scorrimento composta da una piastra inox e da un elemento in PFTE (politetrafluoroetilene), consente i soli spostamenti longitudinali.

4 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE

La struttura è stata analizzata mediante due distinti modelli agli elementi finiti. Il primo è un modello globale nel quale la struttura è stata discretizzata con elementi tipo "beam", comprendendo la sovrastruttura metallica, le sottostrutture e i pali di fondazione (Fig. 6a). Per tener conto dell'interazione terreno-struttura i pali sono vincolati lateralmente con molle alla Winkler, considerando un opportuno intervallo di variabilità della loro rigidezza. Il secondo è un modello dell'impalcato con elementi tipo "shell" utile per le analisi tensionali di dettaglio (Fig. 6b).
In considerazione della particolare snellezza dell'impalcato e dell'arco sono state eseguite analisi di buckling, al fine di valutare la stabilità globale della struttura. Le analisi hanno fornito i seguenti moltiplicatori critici di carico:

- Instabilità fuori dal piano: $\alpha_{cr} = 8{,}90$
- Instabilità nel piano: $\alpha_{cr} = 9{,}54$

Poiché il valore di α_{cr} è risultato prossimo a 10, limite fissato dalle NTC 2018 per procedere con le analisi lineari, si è ritenuto ammissibile trascurare gli effetti delle imperfezioni geometriche.



a)

b)

Fig. 6. Modelli FEM: a) con elementi finiti tipo beam e b) tipo shell

5 VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI COMFORT

La struttura in esame è caratterizzata da elevata snellezza, leggerezza e ridottissime capacità dissipative. Tali caratteristiche la rendono particolarmente sensibile alle vibrazioni indotte dal transito dei pedoni e richiedono un'analisi delle vibrazioni e una verifica delle condizioni di comfort per gli utenti. A tale scopo, in assenza di specifiche liee guida nazionali, si è fatto riferimento alle Linee Guida Francesi *Footbridges. Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading (2006)*, che costituiscono un riferimento consolidato per la valutazione del comportamento dinamico delle passerelle pedonali. Le suddette linee guida suddividono i ponti pedonali in quattro classi, in ordine decrescente di importanza:

- Classe I - Passerelle pedonali urbane che collegano aree ad alta densità pedonale;
- Classe II - Passerelle urbane che collegano aree popolate;
- Classe III - Passerelle per uso normale occasionalmente attraversate da grandi gruppi di persone;
- Classe IV - Passerelle pedonali utilizzate raramente in aree scarsamente abitate.

Nel caso in esame il ponte può essere classificato anche in Classe III. Fissano inoltre quattro livelli di comfort, di cui i primi tre sono compatibili con il transito dei pedoni:

1. Massimo comfort – Le accelerazioni della struttura sono praticamente impercettibili:
2. Comfort medio – Le accelerazioni sono appena percettibili;
3. Comfort minimo – nelle configurazioni che si verificano di rado le accelerazioni percepite non sono intollerabili;
4. Mancanza di comfort.

I risultati delle verifiche mostrano che il ponte, considerato in Classe II, soddisfa i requisiti minimi previsti dalle linee guida francesi, risultando in grado di garantire il minimo comfort richiesto dalle suddette linee guida, senza l'aggiunta di alcun dispositivo di dissipazione.
Le frequenze del 3°, 4° e 6° modo, se mandate in risonanza dal carico pedonale, possono produrre accelerazioni in direzione verticale con valori di circa 1.8 m/s^2, 1.4 m/s^2 e 1.5 m/s^2 che soddisfano il requisito di comfort minimo. In direzione trasversale invece le accelerazioni risultano sempre trascurabili.
I suddetti risultati hanno trovato conferma nelle prove sperimentali condotte dopo il collaudo statico e dinamico e hanno indotto la Committenza a ritenere soddisfacente il comportamento dinamico dell'opera senza far ricorso a dispositivi dissipativi, come i TMD (Tuned Mass Damper), per elevarne il livello di comfort.

6 ASPETTI COSTRUTTIVI

Il ponte è stato suddiviso in 9 conci, di lunghezza variabile da 20 a 24 m aventi la larghezza effettiva dell'impalcato, trasportati in cantiere e immediatamente sollevati e posti in opera con autogru e l'ausilio di pile provvisorie, costituite a loro volta da coppie di pilastri reticolari nelle campate laterali e terne di pilastri reticolari nella campata centrale (Fig. 7). Il ponte è interamente saldato e le parti scatolari sono sigillate a tenuta stagna.

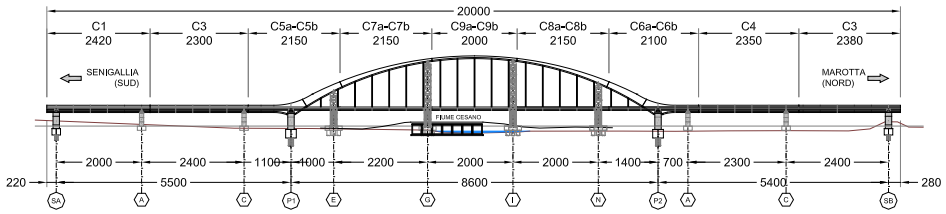


Fig. 7. Suddivisione in conci e pile provvisorie

7 COLLAUDO STATICO E DINAMICO

Il ponte è stato sottoposto a prove di collaudo statiche e dinamiche. Le prime hanno interessato la campata centrale e una campata laterale e sono state eseguite con contenitori di plastica da un metro cubo riempiti di acqua, fino al raggiungimento di un carico di 300 kg/mq nella campata centrale e 400 kg/mq in quella laterale. Le prove dinamiche hanno interessato l'intera struttura metallica ed ha richiesto l'impiego di sensori sulla mezzeria dell'arco, su tre sezioni della campata centrale e sulla mezzeria delle campate laterali ed in particolare:

- Nella sezione centrale dell'arco è stato posizionato un accelerometro di tipo biassiale, verticale e trasversale;
- Nella sezione di mezzeria della campata centrale un accelerometro di tipo triassiale da un lato e uno verticale dall'altro;
- Nelle altre due sezioni della campata centrale un accelerometro biassiale, verticale e trasversale da un lato e uno verticale dall'atro;
- Nella mezzeria delle campate laterali un accelerometro biassiale, verticale e trasversale, da un lato e uno verticale dall'altro.

A collaudo ultimato, sono state inoltre eseguite prove di vibrazione forzata con un gruppo di pedoni che hanno attraversato più volte il ponte adottando frequenze controllate di passo al fine di valutare il comportamento dinamico della struttura ed in particolare il rischio di risonanza. I risultati di tali indagini sono estesamente riportati nella memoria [2].



Fig. 8. Sollevamento dei conci e montaggio



Fig. 9. Le prove di collaudo statico



Fig. 10. Vista del ponte a lavori finiti dalla spiaggia



Fig. 11. Vista dal ponte ferroviario



Fig. 12. Viste dal retro e dal basso

8 CONCLUSIONI

Il progetto e la costruzione del ponte ciclopedonale sul Fiume Cesano ha posto complesse problematiche sia di carattere strutturale sia di inserimento architettonico e ambientale in un attraversamento fluviale molto vicino alla foce.

La soluzione progettuale adottata ha consentito di coniugare efficacemente gli aspetti strutturali, architettonici e paesaggistici dell'intervento. La configurazione asimmetrica dell'impalcato, sostenuto dall'arco inclinato e caratterizzato dal costante aggetto verso il mare, conferisce all'opera un'immagine unitaria, riconoscibile e fortemente identitaria, nella quale la ricerca formale trova piena coerenza con le esigenze statiche e funzionali.

L'inserimento del nuovo ponte nel contesto è ulteriormente valorizzato dal rapporto instaurato con il ponte ferroviario storico, le cui arcate in muratura costituiscono un fondale architettonico capace di esaltare la composizione della nuova struttura attraverso un calibrato gioco di allineamenti e di sovrapposizioni prospettiche. Il nuovo attraversamento non si pone quindi come elemento autonomo, ma dialoga con le preesistenze contribuendo a rafforzare la qualità percettiva dell'intero ambito.

Anche il sistema di accesso partecipa a questa impostazione progettuale: le rampe, integrate strutturalmente e architettonicamente con l'impalcato, accompagnano il fruitore in un percorso di progressiva scoperta dell'opera, trasformando l'attraversamento in un'esperienza dinamica nella quale le relazioni tra il nuovo ponte, il ponte ferroviario e il paesaggio circostante si rivelano gradualmente.

L'opera si configura pertanto come un'infrastruttura capace di soddisfare le esigenze della mobilità ciclopedonale contemporanea, integrando funzionalità, qualità architettonica e valorizzazione del contesto urbano e paesaggistico in un equilibrio compositivo che ne costituisce il principale elemento distintivo.



Fig. 13. Ponte illuminato

BIBILIOGRAFIA

[1] Footbridges. Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading, Sétra Guidelines, 2006.

[2] Brunetti, A., Quarchioni, S., Nicoletti V, Gara, F., Innocenzi, R. D., Dezi, L., Experimental and numerical analysis of the vibrational behaviour of a pedestrian footbridge, Proceeding CTA 2026.

SCHEDA TECNICA

Stazione Appaltante	Regione Marche Settore Infrastrutture e Viabilità
Dirigente	Ing. Ernesto Ciani
RUP	Ing. Alberto Ippoliti
Progettazione Architettonica e Strutturale	RTP: • Prof. Ing. Luigino Dezi, Capogruppo Mandatario e Progettista responsabile • T&D Associati, Trento, Mandante • Consultec Soc.coop. Ancona, Mandante • Cavallin Associati, Camposampiero, Mandante • Xaler Engineering Srl, Matino, Mandante
Direzione Lavori	Prof. Ing. Luigino Dezi
CSP e CSE	Geom. Claudio Carboni
Collaudatore Statico e T.A	Ing. Filippo Lanzi
Impresa	Costruzioni Nasoni Srl, Fano (PU)
Carpenteria metallica	Steel Line Srl, Trecastelli (AN)
Importo Lavori	3.490.790,87 €

PAROLE CHIAVE

Footbridge, Arch-tied bridge, Orthotropic deck, Pedestrian loading, Vibrational behaviour.

IL NUOVO PONTE SAN CARLO SUL FIUME ESINO A JESI (AN)

THE NEW SAN CARLO BRIDGE OVER THE ESINO RIVER IN JESI (AN)

Luigino Dezi, Gabriele Dezi, Raoul D. Innocenzi, Giandomenico Massa, Alessandro Genevrini
DSD Dezi Steel Design Srl
Ancona, Italy
info@dsd-srl.it

ABSTRACT

This paper presents the design solution adopted for the construction of the new bridge over the Esino river in Jesi (Ancona, Italy), replacing the existing reinforced concrete one, which consisted of ten 18,70 m long spans and exhibited significant structural, seismic and hydraulic deficiencies. The new bridge consists of a four-span composite continuous deck, with span length of 41.5 + 2x52 + 41.5 m, comprising a trapezoidal weathering steel box girder acting compositely with a 12.50 m wide reinforced concrete slab.

The steel box girder has a constant depth of 1.75 m (approximately 1/3 of the main span length) and inclined webs which made it possible to reduce both the bottom flange width of the box girder and the dimensions of the piers. The box girder is transversely stiffened by full-depth diaphragms at the supports and by intermediate open diaphragms designed to effectively control cross-sectional distortion. At the abutments, the cross-beams are widened to accommodate the bearing devices, increasing their spacing from 3.30 m to 6.20 m, thereby ensuring the transfer of torsional actions while maintaining positive support reactions under all loading conditions.

The deck is seismically isolated by means of double-curved surface sliding bearings and expansion joints designed to ensure the full functionality of the utility services even after severe seismic events. The piers consist of a single ovoid-shaped shaft with a Y-shaped pier head, each founded on a pile cap supported by six bored piles.

The management of the utility services was particularly challenging: After being temporarily relocated during construction, they were permanently housed beneath the cantilever overhangs of the deck and equipped with universal expansion joints at the abutments to accommodate both longitudinal and transverse displacements.

The steel superstructure was assembled on the ground into four large segments, transported to the vicinity of the piers using self-propelled modular transporters (SPMTs), and erected using two crawler cranes, eliminating the need for temporary intermediate supports.

SOMMARIO

La memoria illustra la soluzione progettuale adottata per la realizzazione del nuovo Ponte San Carlo sul fiume Esino a Jesi (AN), che ha sostituito il precedente manufatto in calcestruzzo armato, costituito da dieci campate e caratterizzato da rilevanti criticità strutturali, sismiche e idrauliche, con un nuovo impalcato continuo a quattro campate di luce 41,5+52+52+41,5 m.
La sovrastruttura è costituita da un cassone trapezoidale in acciaio auto-patinabile, collaborante con una soletta in calcestruzzo armato larga 12,50 m. La sezione metallica presenta un'altezza costante di 1,75 m (circa 1/30 della luce delle campate principali); l'inclinazione delle anime ha consentito di ridurre contemporaneamente la larghezza del fondo del cassone e le dimensioni delle pile. Il cassone è irrigidito trasversalmente da diaframmi ad anima piena in corrispondenza degli appoggi e diaframmi correnti aperti atti, comunque, a contenere la distorsione trasversale del profilo. I traversi in corrispondenza delle spalle presentano un allargamento in grado di ospitare i dispositivi di vincolo con un interasse che passa da 3,30 a 6,20 m, tale da garantire l'assorbimento delle azioni torcenti con reazioni sempre positive.
L'impalcato è isolato mediante dispositivi a scorrimento a doppia superficie curva ed equipaggiato con giunti che garantiscono la piena operatività dei sottoservizi anche dopo eventi severi. Le pile sono costituite da un fusto unico di forma ovoidale con sommità a Y, fondate su un pozzo di 6 pali accostati. Particolarmente complessa la gestione dei sottoservizi, che dopo l'allontanamento provvisorio durante la costruzione, sono stati alloggiati all'intradosso degli sbalzi laterali dell'impalcato e dotati di compensatori universali per spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza delle spalle.
La carpenteria metallica è stata assemblata a terra in 4 macro-conci, trasportati in prossimità delle pile con carrelloni semoventi e varati con due autogrù senza ricorrere a pile provvisorie.

1 INTRODUZIONE

Il ponte San Carlo attraversa il fiume Esino nella periferia della città di Jesi e ne costituisce una delle principali vie di accesso. Il nuovo ponte sostituisce quello realizzato nel 1965, che a sua volta era stato costruito in luogo del vecchio ponte in muratura bombardato nel 1944 (Fig .1).
Il ponte esistente presentava 10 campate di 18.70 m di luce, con impalcati semplicemente appoggiati e costituiti da 5 travi collegate da 5 traversi con soletta collaborante. Le pile erano a telaio, con due piedritti a sezione circolare di 1.20 m di diametro, realizzati in continuità con i pali di fondazione dello stesso diametro, e collegati trasversalmente dal pulvino e da un traverso alla quota del terreno. All'intradosso degli sbalzi laterali l'impalcato ospitava poi numerosi e ingombranti sottoservizi, per i quali si è dovuto procedere al loro allontanamento mediante interramento nell'alveo del fiume e successivo riposizionamento all'intradosso del nuovo impalcato.
Il ponte era interessato da un avanzato stato di degrado con armature scoperte e corrose, staffe corrose e aperte su larghi tratti delle travi esterne, il tutto a causa di un cattivo funzionamento del sistema di allontanamento delle acque di piattaforma. Il degrado era inoltre presente anche all'intradosso della soletta e nei pulvini.
A seguito delle indagini e delle verifiche eseguite erano emerse significative vulnerabilità riguardanti sia l'aspetto statico che sismico. Quest'ultimo in particolare risultava piuttosto gravoso in direzione longitudinale, in quanto i livelli di sicurezza più bassi ($\zeta_E < 0.3$) derivavano da sollecitazioni sul tratto dei piedritti immerso nel terreno e quindi non ispezionabile e non accessibile. La vulnerabilità idraulica risultava anch'essa gravosa per la ridotta distanza tra le pile (17.50 m).



Fig. 1. Vecchio ponte in muratura e ponte esistente in c.a.

I risultati delle verifiche strutturali, associati allo stato di degrado, imponevano un immediato restringimento della carreggiata stradale con interdizione al transito dei mezzi pesanti.
A seguito di valutazioni tecnico-economiche, che tenevano conto dell'elevata vulnerabilità sismica del ponte e dei conseguenti costi per interventi di ripristino e miglioramento sismico, nonché delle difficoltà realizzative per la necessità di intervenire sulle fondazioni e per la presenza delle numerose interferenze ancorate all'impalcato, l'Amministrazione Comunale è pervenuta alla decisione finale di demolire l'opera esistente e di ricostruire un nuovo ponte.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il nuovo ponte presenta una lunghezza simile a quella dell'esistente, con le due campate centrali di 52 m e le due laterali di 41.50 m, che consentono il rispetto della distanza minima richiesta dalle NTC 2018 per la compatibilità idraulica (Fig. 2).
La morfologia dei luoghi e i vincoli al contorno, come gli insediamenti antropici presenti in prossimità delle spalle e la viabilità attuale di accesso alla città di Jesi, hanno di fatto obbligato a riproporre il nuovo ponte nella stessa posizione planimetrica dell'esistente.
Anche dal punto di vista dell'andamento altimetrico si è optato per mantenere la stessa livelletta stradale esistente, ovvero con pendenza nulla, dato il sufficiente franco idraulico tra l'intradosso dell'impalcato del nuovo ponte e la quota di una piena duecentennale.

2.1 Impalcato

Il ponte è costituito da un impalcato continuo composto, con sezione a cassone trapezio in acciaio auto-patinabile (Cor-Ten) di 1.75 m di altezza (pari a circa 1/30 della luce principale) e soletta collaborante di 12.50 m di larghezza, in grado di ospitare due piste ciclopedonali di 1.75 m per lato ed una sede stradale di categoria E urbana di quartiere con due corsie di 3.30 m e banchine di 0.50 m (Fig. 3). Il cassone metallico è irrigidito trasversalmente da diaframmi correnti aperti ad interasse variabile da 3.00 a 7.00 m, atti a contenere la distorsione trasversale della sezione scatolare e consentirne l'ispezione interna (Fig. 4). In corrispondenza degli appoggi sulle pile il diaframma è ad anima piena e dotato di un passo d'uomo di 0.70x1.10 m (Fig. 5).

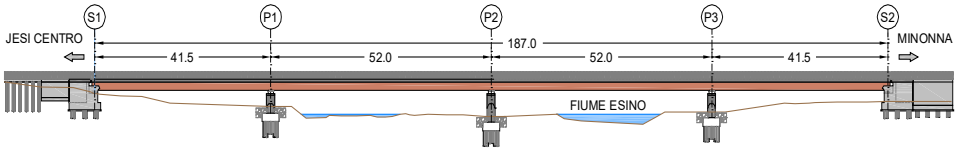


Fig. 2. Vista longitudinale del nuovo ponte

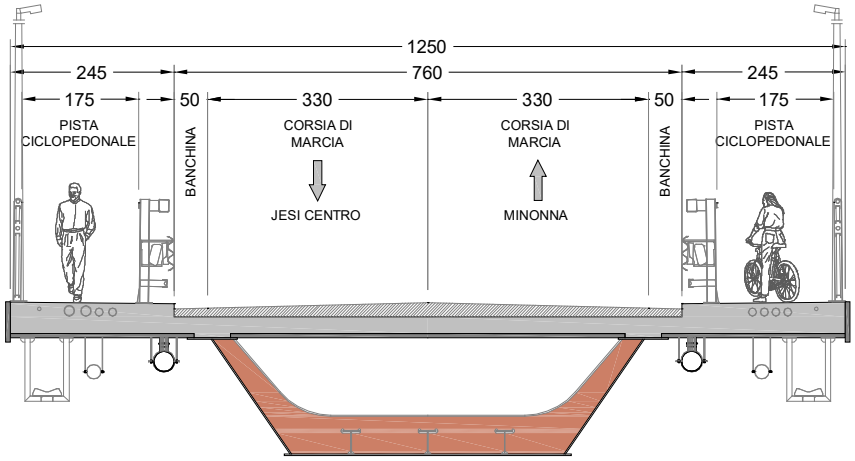


Fig. 3. Sezione corrente impalcato

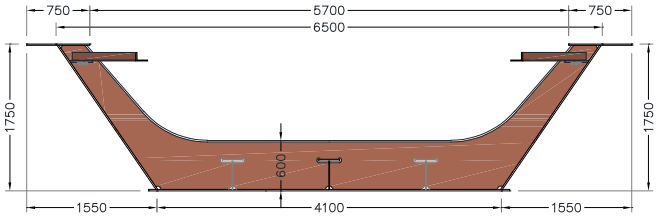


Fig. 4. Traverso corrente

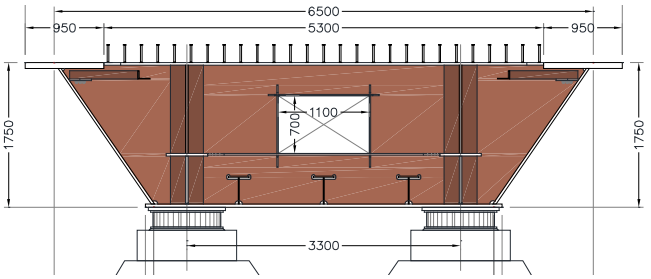


Fig. 5. Traverso di pila

I traversi in corrispondenza delle spalle presentano un allargamento in grado di ospitare i dispositivi di vincolo con un interasse pari a 6.20 m, tale da garantire l'assorbimento delle azioni torcenti con reazioni sempre positive (Fig. 6). Il fondo del cassone è irrigidito longitudinalmente con 3 profili a T nei tratti a cavallo degli appoggi sulle pile interne e con un unico profilo a T nei tratti di campata. La soletta è realizzata con predalles di 7 cm di spessore, ed un getto di 25 cm di calcestruzzo.

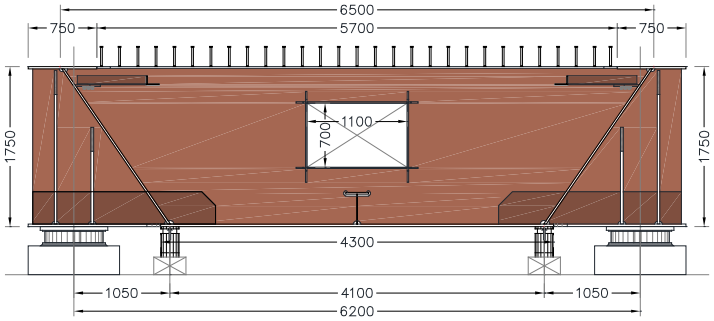


Fig. 6. Traversi di spalla

2.2 Sottostrutture

Le pile sono costituite da un fusto unico a sezione piena, di forma ovoidale inscrivibile in un rettangolo di dimensioni 3.00 x 1.90 m, e presentano un allargamento in sommità a forma di Y in grado di accogliere gli appoggi dell'impalcato, posti ad interasse di 3.30 m (Fig. 7).

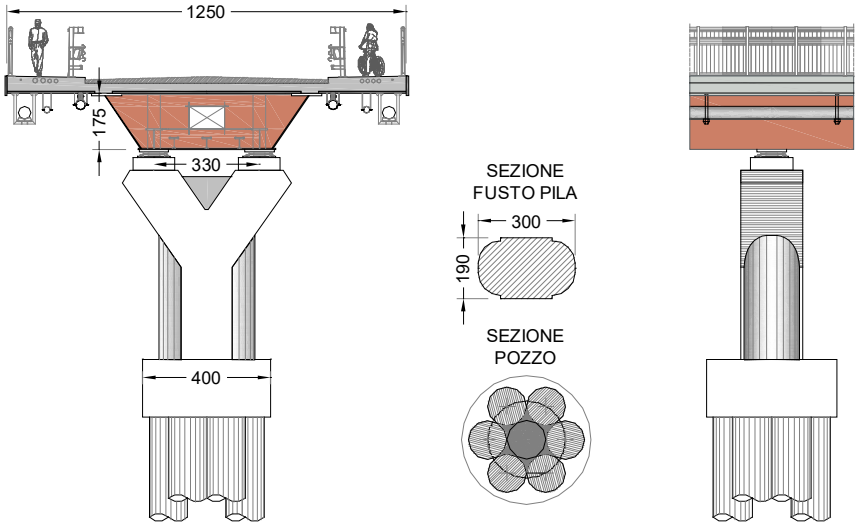


Fig. 7. Pile e fondazioni

La fondazione delle pile è del tipo a pozzo con diametro esterno di 3.60 m, realizzato con 6 pali Ø1200 accostati di 32 m lunghezza e riempimento con calcestruzzo dello spazio interno fra gli stessi previa asportazione del terreno, al fine di migliorarne il comportamento d'assieme. In testa al pozzo è presente un plinto di raccordo circolare con diametro di 4.00 m e altezza di 1.80 m.
Tale soluzione consente di ridurre significativa-mente la profondità di scavo della corrente fluviale in condizioni di massima piena, commisurata come noto alla forma e alla larghezza della zattera di fondazione.

2.3 Protezione sismica

Per la protezione sismica dell'opera si è fatto ricorso ad una soluzione con impalcato vincolato su dispositivi di isolamento, in modo da consentire il disaccoppiamento del moto della sovrastruttura (impalcato) da quello della sottostruttura (pile e spalle), concentrando gli spostamenti prodotti dal sisma all'interfaccia di isolamento e progettando l'impalcato, le pile, le spalle e le fondazioni per rimanere in campo elastico, ossia per non subire danni significativi a seguito di un evento sismico.
I dispositivi utilizzati appartengono alla categoria degli isolatori a scorrimento a doppia superficie curva, nei quali la dissipazione di energia è fornita dall'attrito che si sviluppa durante lo scorrimento e la capacità di ricentraggio è garantita dalla curvatura della superficie di scorrimento.
Gli isolatori sono posizionati ad interasse di 3.30 m in corrispondenza delle pile e ad interasse di 6.20 m sulle spalle (Fig. 8). I giunti hanno un'escursione di ± 200 mm.
L'isolamento sismico dell'impalcato ha richiesto l'inserimento di compensatori universali per spostamenti longitudinali e trasversali delle principali condotte dei sottoservizi, al fine di garantire la loro funzionalità durante e dopo un evento sismico.

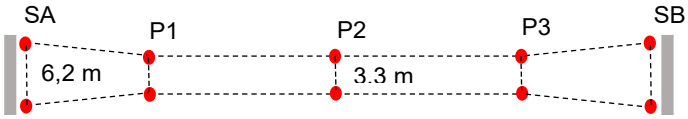


Fig. 8. Posizionamento isolatori sismici

2.4 Caratteristiche architettoniche

La scelta di un impalcato metallico a cassone trapezoidale, caratterizzato da uno spessore particolarmente contenuto (pari a circa 1/30 della luce principale) e da un intradosso di ridotte dimensioni trasversali, ha consentito di limitare l'ingombro delle pile, riducendo sia la larghezza del fusto sia le dimensioni del pulvino. Tale soluzione risponde non solo a esigenze strutturali, in quanto il cassone trapezoidale garantisce un migliore comportamento nei confronti del fenomeno della distorsione, ma anche a esigenze idrauliche, poiché consente di mitigare l'impatto della corrente fluviale sulle pile attraverso l'impiego di elementi di sostegno particolarmente compatti.
Il pulvino è stato sagomato con la stessa inclinazione delle anime del cassone metallico, realizzando una naturale continuità geometrica e formale tra impalcato e pila. Tale configurazione determina un raccordo fluido tra i due elementi, evitando bruschi cambi di sezione e conferendo all'opera un'immagine di particolare leggerezza.
L'aspetto estetico-architettonico del viadotto è pertanto governato dalla snellezza dell'impalcato e dalla forma delle pile. I fusti, caratterizzati da un ridotto impatto visivo, si allargano progressivamente in sommità per accogliere gli appoggi dell'impalcato e raccordarsi con la geometria del cassone trapezoidale in acciaio, definendo un insieme unitario e formalmente equilibrato.
La snellezza dell'impalcato assume, in questo contesto, un ruolo particolarmente significativo, poiché il viadotto si sviluppa a un'altezza relativamente contenuta rispetto al piano di campagna. La riduzione dello spessore strutturale limita quindi l'impatto percettivo dell'opera, favorendone un più corretto inserimento nel contesto paesaggistico e ambientale.

3 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Le sollecitazioni e gli spostamenti di progetto sono stati determinati attraverso l'impiego di un modello agli elementi finiti dell'intero ponte, elaborato con l'ausilio del Software SAP 2000 e comprendente sia l'impalcato che le pile con le relative fondazioni. L'impalcato è stato discretizzato con elementi "shell" a comportamento lineare, in grado di cogliere correttamente la distribuzione

reale delle masse. Le pile, con i relativi pozzi, sono state modellate con elementi "beam" a comportamento elastico lineare, vincolati esternamente con molle alla Winkler a rigidezza variabile con la profondità lungo tutta la lunghezza. In corrispondenza delle spalle gli isolatori sono stati posizionati a terra ad interasse di 6.30 m. Il collegamento fra l'impalcato e le sottostrutture (pile e spalle), costituito da isolatori a doppio pendolo, è stato schematizzato con elementi finiti del tipo "link" a comportamento non lineare (Fig. 9).
Le analisi sismiche sono state condotte con analisi dinamiche non lineari (Time History Analysis) e per confronto con analisi statica lineare e analisi dinamica lineare.

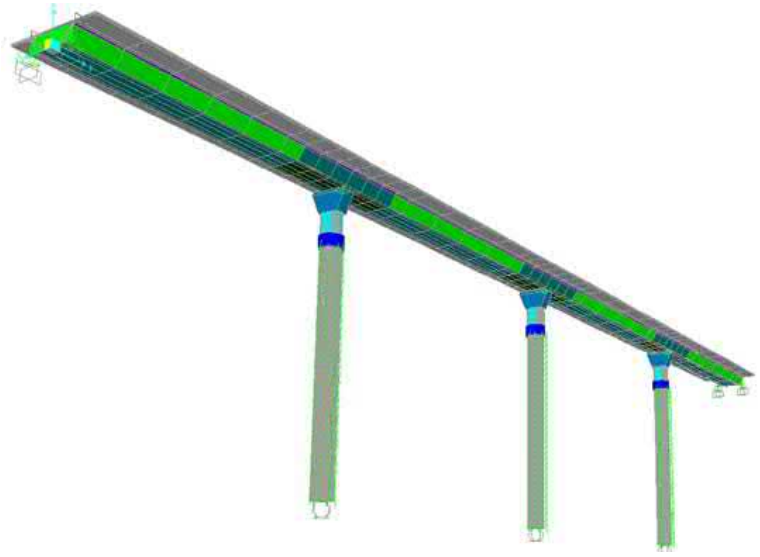


Fig. 9. Modello strutturale FEM per analisi sismica

4 ASPETTI COSTRUTTIVI

4.1 Allontanamento dei sotto servizi

La prima operazione eseguita ha riguardato l'allontanamento dei sotto servizi, che ha richiesto l'interramento nell'alveo del fiume delle tubazioni presenti all'intradosso dell'impalcato. L'iniziale previsione della tecnologia TOC (Trivellazione Orizzontale Controllata) è stata sostituita in corso d'opera con uno scavo a cielo aperto.
Liberato l'impalcato dai sottoservizi, si è proceduto con le operazioni di demolizione meccanica del ponte esistente, previa realizzazione di un guado per l'attraversamento del fiume mediante condotte Ø2000 in acciaio ondulato.

4.2 Fondazioni

La perforazione dei pali in tutte le sottostrutture è avvenuta a partire dal piano campagna con impiego di fanghi bentonitici e tubo forma nel tratto sommitale per garantire la stabilità del foro. Per le pile sono stati realizzati dapprima i sei pali perimetrali dotati di armature e successivamente il foro centrale e il relativo riempimento di calcestruzzo. Lo scavo ha richiesto l'infissione di palancole metalliche e la predisposizione di un sistema well-point per mantenere lo scavo asciutto.

4.3 Impalcato

La carpenteria metallica è stata assemblata in un'area adiacente al cantiere in 4 macro-conci e successivamente varata senza pile provvisorie. I conci sono stati trasportati in prossimità delle pile con carrelloni semoventi, sollevati e appoggiati con due autogru sugli isolatori già posizionati.
Le saldature di collegamento dei quattro conci sono state eseguite una volta completata la posa in opera dei quattro tronconi.

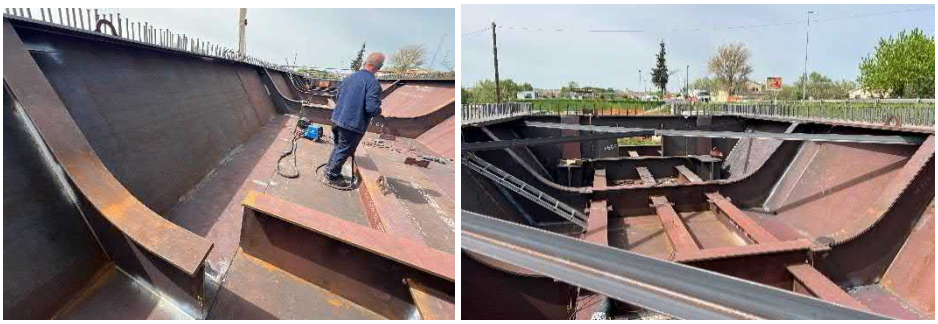


Fig. 10. Formazione conci di impalcato



Fig. 11. Concio di impalcato pronto per la posa in opera

4.5 Sottoservizi

Una volta completato l'impalcato, le condotte dei sottoservizi, consistenti in 4 condotte in acciaio inox di diametro da 200 e 400 mm dell'acquedotto, del metano e della fognatura in pressione, sono state riposizionate all'intradosso degli sbalzi della soletta.
Per garantire il loro corretto funzionamento durante e dopo una scossa sismica, sono state dotate di compensatori universali per spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza delle spalle. Inoltre, per le condotte in pressione dell'acquedotto e della fognatura, sono state previste apposite staffe prima e dopo i compensatori, per fungere da punti fissi per assorbire la spinta di fondo (Fig. 14).



Fig. 12. Trasporto di un macro-concio



Fig. 13. Montaggio di un macro-concio

4.6 Monitoraggio strutturale

Sul ponte è stato istallato un sistema di monitoraggio della salute strutturale del ponte, con particolare attenzione al comportamento dinamico, sismico e idraulico dell'opera. Il sistema utilizza accelerometri monoassiali, biassiali e triassiali per monitorare vibrazioni, frequenze proprie e risposta sismica della struttura; trasduttori di spostamento per misurare i movimenti relativi tra impalcato e sottostrutture; sensori di temperatura e stazione meteo per correlare le variazioni ambientali al comportamento strutturale; inclinometri e sensori di pressione per controllare le pile durante eventi di piena; sensori radar e laser per rilevare livello idrico e velocità della corrente. Tutti i dati vengono acquisiti in continuo, trasmessi da re-moto e gestiti tramite piattaforma dedicata con soglie di allerta automatiche. In Fig. 15 sono riportate alcune immagini a lavori ultimati.



Fig. 14. Compensatori universali in corrispondenza delle spalle







Fig. 15. Viste del ponte a lavori ultimati

5 CONCLUSIONI

La ricostruzione del Ponte San Carlo ha consentito di sostituire un'infrastruttura fortemente degradata con un'opera moderna, durevole e resiliente sotto il profilo strutturale, sismico e idraulico. L'impalcato continuo misto acciaio-calcestruzzo e la riduzione delle pile in alveo hanno comportato un miglioramento della compatibilità idraulica, mentre l'isolamento sismico ha garantito elevate prestazioni e continuità di esercizio anche in presenza di eventi severi. La snellezza dell'impalcato, le contenute dimensioni del fusto delle pile e la continuità geometrica tra cassone e pila conferiscono all'opera leggerezza visiva e ne garantiscono un equilibrato inserimento nel contesto ambientale. Le soluzioni adottate hanno inoltre consentito di gestire efficacemente le interferenze dei sotto servizi e le criticità costruttive del sito. Il sistema permanente di monitoraggio strutturale completa l'opera, permettendo il controllo continuo delle prestazioni del ponte nel tempo.

SHEDA TECNICA

Stazione Appaltante	Comune di Jesi
RUP	Ing. Barbara Calcagni
Progettazione Strutturale	Prof. Ing. Luigino Dezi Ing. Gabriele Dezi *DSD Dezi Steel Design, Ancona*
Direzione Lavori	Prof. Luigino Dezi
CSE	Ing. Mario Traversini *Consultec Soc. Coop., Ancona*
Collaudatore Statico e T.A	Ing. Giacomo Dolciotti
Impresa	ATI: CMP International Srl, Martinsicuro (TE) Eurobuilding SpA, Servigliano (FM)

Carpenteria metallica	CMP International Srl
Importo Lavori	6.005.745,33 €

KEYWORDS

Composite steel-concrete deck, Box girder, Seismic isolation, Hydraulic compatibility.

IL NUOVO PONTE AD ARCO IN ACCIAIO SUL TORRENTE ETE MORTO A CASETTE D'ETE (FM)

THE NEW ARCH-TIED BRIDGE OVER THE ETE MORTO STREAM IN CASETTE D'ETE (FM)

Luigino Dezi, Gabriele Dezi, Raoul D. Innocenzi, Giandomenico Massa, Alessandro Genevrini
DSD Dezi Steel Design Srl
Ancona, Italy
info@dsd-srl.it

ABSTRACT

This paper presents the design solution adopted for the construction of the new bridge over the Ete Morto Stream at Casette D'Ete, as part of the hydraulic risk mitigation programme for the municipality of Sant'Elpidio a Mare (prov. of Fermo, Italy). The new bridge replaces the existing structure, whose hydraulic capacity was found to be inadequate, with a 54 m single-span all-steel bridge, incorporating two lateral pedestrian and cycle paths.
The adoption of a tied through-arch configuration made it possible to achieve a shallow deck depth of 0.80 m, thereby minimising the increase in the roadway elevation, while ensuring a freeboard of 1.50 m above the design flood level.
The superstructure consists of two independent trapezoidal arches, with a sinusoidal profile, inclined 15° outward from the vertical and having a rise of approximately 9 m; two box-section tie girders, spaced at 9.40 m centres; variable-depth I-section floor beams; and a suspension system comprising steel hanger bars. The bridge deck consists of a 14 mm thick orthotropic plate with an overall width of 15.70 m, accommodating two 3.0 m-wide traffic lanes, two 2.0 m-wide pedestrian and cycle paths, and an ispection walkway providing access to the hangers and their anchorage systems. The distinctive configuration of the outward-inclined arches, combined with the ivory-white protective coating, gives the bridge a strong architectural identity and readily recognisable appearance, successfully combining hydraulic safety, structural efficiency and seamless integration into the surrounding urban environment.

SOMMARIO

La memoria illustra la soluzione progettuale adottata per la realizzazione del nuovo ponte sul Torrente Ete Morto a Casette d'Ete, nell'ambito degli interventi per la riduzione del rischio idraulico

nel territorio di Sant'Elpidio a Mare (FM). L'opera sostituisce il ponte esistente, la cui capacità idraulica era risultata inadeguata, con una struttura interamente metallica a campata unica di 54 m, con due percorsi ciclopedonali.
La scelta di una soluzione ad arco a via inferiore consente di realizzare un impalcato a ridotto spessore strutturale (0,80 m) e contenere l'innalzamento del piano viabile, garantendo al contempo un franco di 1,50 m rispetto al livello della piena duecentennale.
La struttura è costituita da due archi sinusoidali indipendenti a sezione trapezoidale inclinati verso l'esterno di 15° rispetto alla verticale, con freccia di circa 9 m, due travi tirante a sezione scatolare ad interasse di 9,40 m, collegate da traversi a doppio T ad altezza variabile e un sistema di sospensione con barre. Il piano viabile è costituito da una piastra ortotropa di 14 mm di spessore per una larghezza di 15,70 m che ospita due corsie stradali da 3 m, due percorsi ciclopedonali laterali da 2 m ed uno spazio tecnico per l'ispezione dei pendini e degli ancoraggi.
La configurazione dei due archi inclinati, insieme alla finitura protettiva di colore bianco avorio, conferisce alla struttura un carattere identitario e facilmente riconoscibile, coniugando sicurezza idraulica, leggerezza strutturale, durabilità e valorizzazione del contesto urbano.

1 INTRODUZIONE

La realizzazione del nuovo ponte sul torrente Ete Morto rientra tra gli interventi di riduzione del rischio idraulico lungo il tratto della S.P.8 compreso tra l'attraversamento dell'acquedotto e la S.P. 27 "Elpidiense" nel Comune di Sant'Elpidio a Mare (FM), in località Casette d'Ete.
Il ponte esistente, realizzato presumibilmente tra gli anni Sessanta e Settanta, era costituito da tre campate a travi in c.a.p. a schema statico di tipo Gerber, per una lunghezza complessiva di circa 33,5 m. Successivamente, ad una distanza di circa 0,50 metri dalla struttura principale, erano stati costruiti due ponti ciclopedonali, uno a monte e uno a valle, ciascuno della larghezza di circa 2,00 m, con pile affiancate a quelle del ponte esistente. Le tre strutture, caratterizzate dalla presenza di due pile in alveo, presentavano inoltre un'obliquità di circa 40° rispetto all'asse longitudinale della strada.
La passerella lato monte fu completamente divelta dalla corrente durante la piena del 1-2 marzo 2011, evento alluvionale che provocò la morte di due persone, travolte mentre erano in auto e causò ingenti danni alle case e agli insediamenti produttivi della zona.
Alla luce delle criticità emerse in occasione di tale evento, si è reso necessario un intervento di sostituzione dell'attraversamento esistente con una nuova infrastruttura in grado di garantire un adeguato livello di sicurezza idraulica, e al contempo migliori prestazioni strutturali e funzionali.
La presenza delle due paratie laterali di contenimento dell'alveo rendeva infatti impraticabile qualsiasi intervento di adeguamento del ponte esistente. Per soddisfare i requisiti idraulici di progetto è stato pertanto necessario procedere alla completa demolizione dell'opera esistente e alla realizzazione di un nuovo ponte con impalcato posto a una quota tale da assicurare un franco idraulico di 1,50 m rispetto al livello di massima piena e con un'unica campata, eliminando completamente le pile in alveo.
La soluzione progettuale adottata è costituita da un ponte in acciaio ad arco a via inferiore, a campata unica di 54 m, caratterizzato da due archi indipendenti inclinati di 15° rispetto alla verticale e da un impalcato di spessore ridotto, pari a 0,80 m (Fig. 1).
Considerato il contesto urbano nel quale l'opera si inserisce, costituito dal centro abitato di Casette d'Ete, particolare attenzione è stata dedicata alla definizione degli aspetti strutturali e architettonici, al fine di conseguire un armonico inserimento nel paesaggio circostante. La scelta di una configurazione con due archi aperti indipendenti, anziché collegati tra loro, risponde anche all'esigenza di preservare la continuità percettiva tra le due sponde del fiume. L'ampia apertura centrale evita infatti la prercezione di una barriera visiva e invita naturalmente all'attraversamento, enfatizzando il ruolo del ponte quale elemento di connessione, oltre che fisica, anche visiva e percettiva tra le due parti

del centro abitato. In tal modo, l'opera si configura non come un elemento di separazione, bensì come un'infrastruttura capace di ricucire il tessuto urbano, rafforzando la continuità degli spazi pubblici e delle relazioni tra le due sponde.

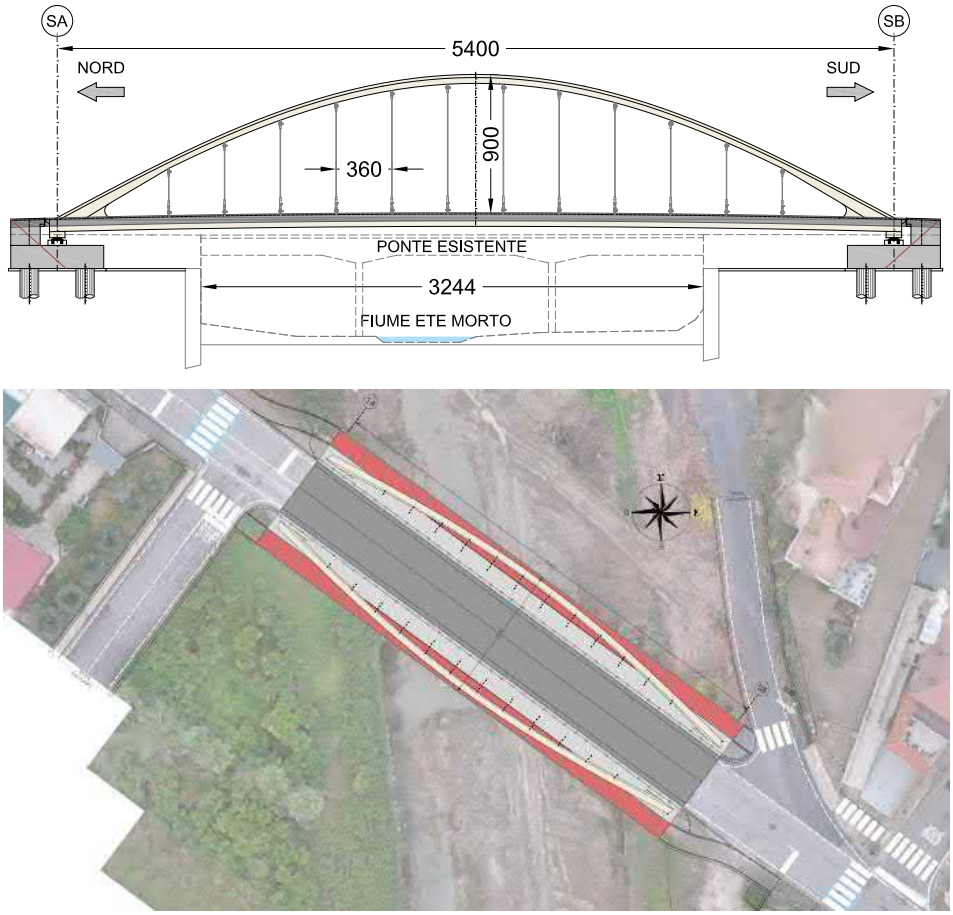


Fig. 1. Sezione longitudinale e vista dall'alto

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La struttura metallica

Il nuovo ponte è caratterizzato dalla presenza dei due archi aperti indipendenti, aventi profilo sinusoidale, una freccia di circa 9 m e una sezione corrente trapezoidale, che sostengono l'impalcato mediante un sistema di pendini a barre. Quest'ultimo è costituito da due travi-tirante a sezione scatolare romboidale, aventi due lati paralleli alla sezione trapezoidale dell'arco e gli altri due orizzontali, che ospitano gli ancoraggi dei pendini. Le travi, poste a distanza di 9,40 m, sono collegate da traversi a doppio T di altezza variabile, da 0,89 m nella sezione di mezzeria a 0,45 m in corrispondenza delle estremità degli sbalzi laterali.

L'impalcato presenta una larghezza complessiva di 15,70 m ed ospita una carreggiata stradale di 7,0 m, due percorsi ciclopedonali laterali, ciascuno della larghezza di 2,0 m, nonché due camminamenti tecnici destinati alle attività di ispezione e manutenzione dei pendini e dei relativi dispositivi di ancoraggio. La struttura del piano viabile è costituita da una piastra ortotropa di 14 mm di spessore irrigidita da canalette trapezoidali poste ad interasse di 0,60 m nella sede stradale e da semplici irrigidimenti ad I nei camminamenti laterali (Fig. 2).
I traversi terminali sulle spalle presentano invece una sezione scatolare di dimensioni 1,20x1,40 m avente la duplice funzione di realizzare un vincolo trasversale per gli archi, in grado di ridurne il carico critico, e di consentire il sollevamento dell'impalcato in caso di sostituzione degli appoggi (Fig. 3).
I pendini sono costituiti da barre tonde M48 e M56, tipo HMR 750 in acciaio 20MnV6 aventi tensioni di snervamento pari a 540 Mpa e di rottura pari a 750 Mpa. In Fig. 4 sono riportati i dettagli dei collegamenti all'arco e alla trave tirante.

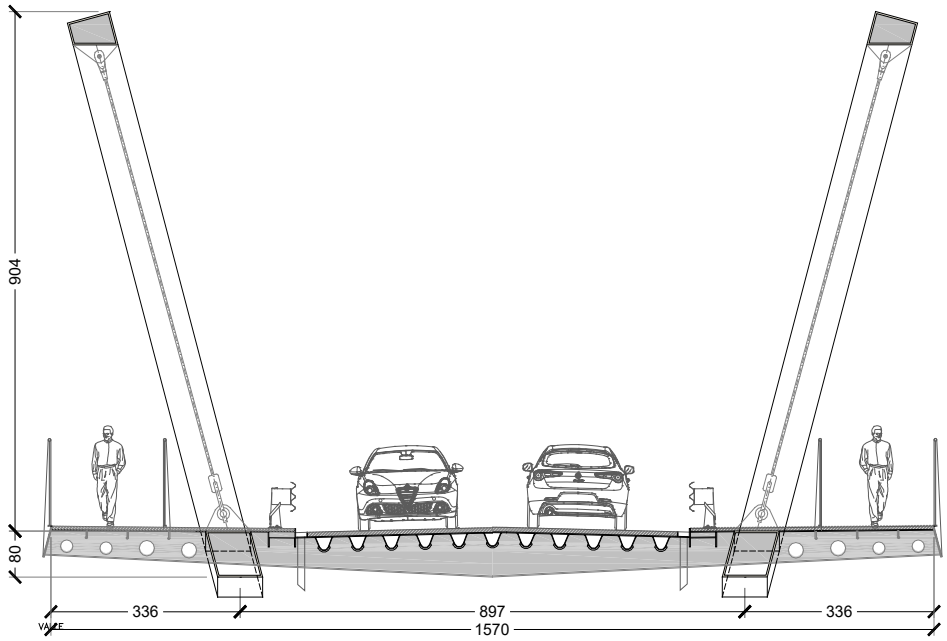


Fig. 2. Sezione trasversale in mezzeria

La sovrastruttura del ponte è stata realizzata in carpenteria metallica interamente saldata e protetta mediante un ciclo di verniciatura ad alte prestazioni.

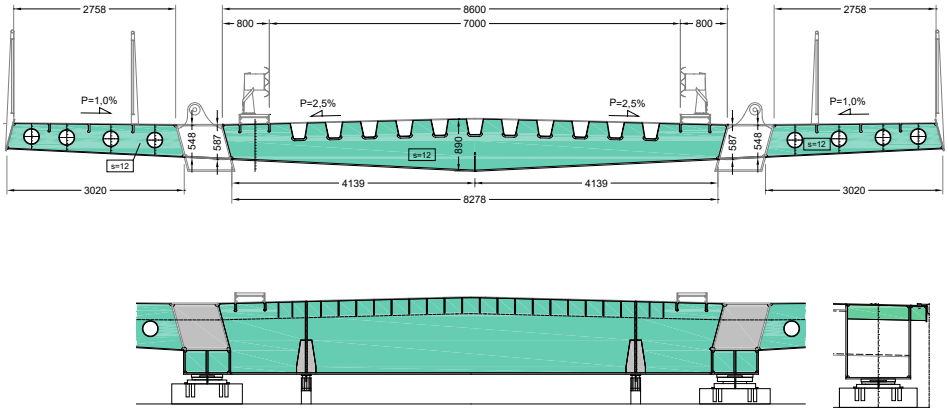


Fig. 3. Traverso corrente e traverso di spalla

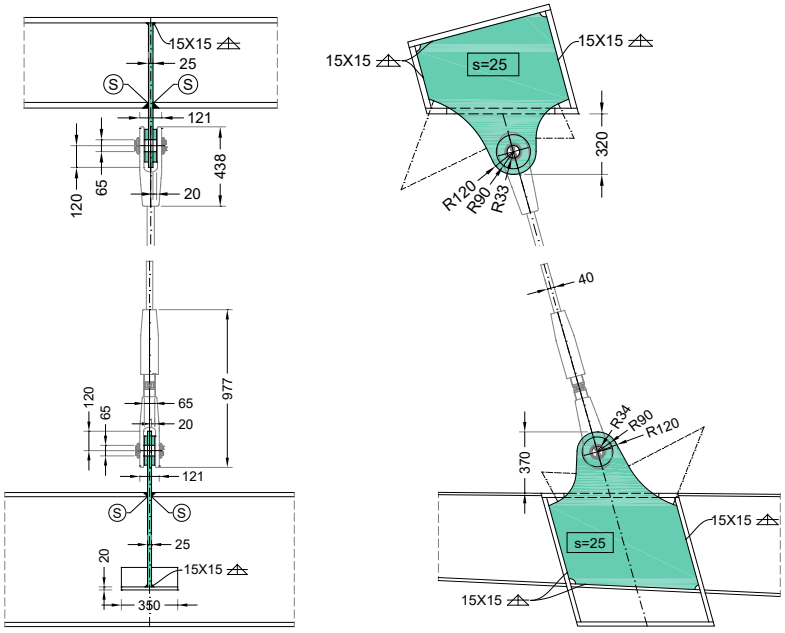


Fig. 4. Ancoraggi dei pendini all'arco e alla trave-tirante

Raccordi altimetrici

La realizzazione nuova struttura ha comportato l'innalzamento della quota del piano viabile al fine di garantire un franco idraulico minimo di 1,50 m rispetto al livello di massima piena. Tale intervento ha richiesto la realizzazione di raccordi altimetrici con la viabilità esistente, l'inserimento di

rampe di leggera pendenza e limitata lunghezza, nonché l'adeguamento degli accessi sia comunali sia privati.
Per preservare adeguati livelli di accessibilità alle strade laterali e agli accessi carrabili che si immettono sulla S.P.8, in corrispondenza delle rampe di raccordo con la viabilità esistente sono stati adottati tutti gli accorgimenti progettuali necessari a contenere le pendenze di collegamento alla nuova piattaforma stradale, garantendo la funzionalità la sicurezza della circolazione.

3 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE

Le analisi della sovrastruttura sono state condotte con due modelli agli elementi finiti, uno con elementi tipo "beam", l'altro con elementi "shell". Il primo è stato utilizzato per le analisi globali e le verifiche degli elementi strutturali principali (archi, travi, traversi e pendini) e le analisi di buckling, il secondo per un confronto con le analisi globali e per le verifiche locali (ancoraggi dei pendini, canalette, etc.).
In considerazione della marcata snellezza degli archi, è stata dedicata particolare attenzione alle analisi di buckling, che hanno evidenziato due forme modali di instabilità per deformazioni fuori del piano dell'arco, con coefficienti di carico critico α_{cr} pari rispettivamente a 5,47 e 5,49. Avendo ottenuto coefficienti molto inferiori al valore di soglia $\alpha_{cr} = 10$ fissato dagli Eurodici per operare con l'analisi elastica lineare, si sono rese necessarie analisi del 2° operando come suggerito dagli Eurocodici 1993-1-1 per il calcolo delle imperfezioni e 1993-1-5 per le analisi non lineari (Fig. 5 e Fig. 6). La prima forma di buckling con deformata nel piano dell'arco risulta invece associata a un coefficiente di carico critico $\alpha_{cr} = 21{,}06$ confermando un comportamento significativamente più favorevole nei confronti dell'instabilità.

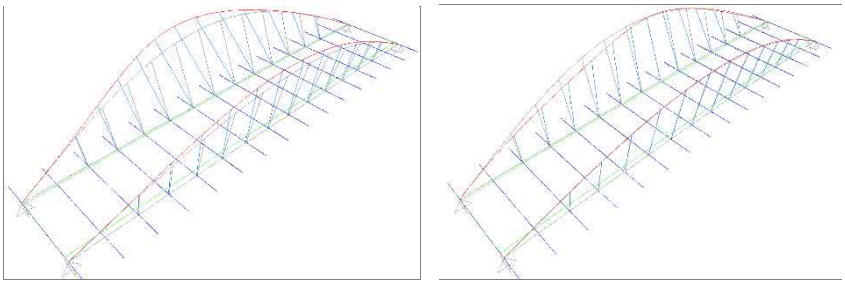


Fig. 5. 1° e 2° forma di buckling

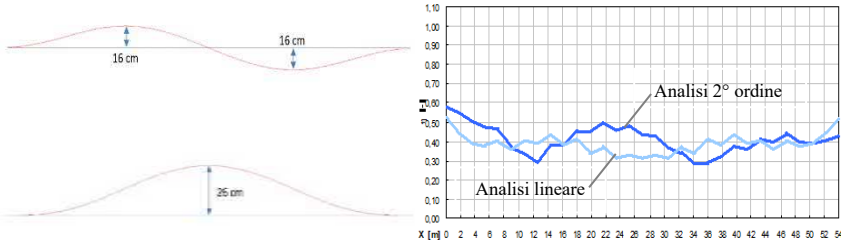


Fig. 6. Calcolo delle imperfezioni e analisi del 2° ordine

4 ASPETTI COSTRUTTIVI

La carpenteria metallica è stata assemblata sull'impalcato esistente, appoggiando i sostegni provvisori in asse alle pile esistenti. Una volta completato il montaggio l'intero impalcato è stata abbassato e posizionato sugli appoggi definitivi delle spalle, sono stati tesati i pendini e solo successivamente sono stati demoliti l'impalcato e le pile esistenti. Le spalle sono state invece conservate e mantenute nella loro funzione di paratie, dal momento che erano già inserite e allineate alle strutture di contenimento dell'alveo.



Fig. 7. Montaggio carpenteria metallica sul ponte esistente e impalcato sugli appoggi definitivi

Seguono alcune immagini dell'opera finita, con viste dall'intradosso e dall'estradosso.



Fig. 8. Viste dall'intradosso dello sbazo laterale e della parte centrale dell'impalcato



Fig. **9**. Viste dall'alto del ponte finito



Fig. **10**. Vista ponte illuminato

5 COLLAUDO STATICO E DINAMICO

Il ponte è stato sottoposto a prove di collaudo statiche e dinamiche, rilevando gli spostamenti e le accelerazioni in tre sezioni oltre a quelle degli appoggi e della sommità degli archi nella sezione di mezzeria.
Tenuto conto del valore contenuto della massa dell'impalcato sono state eseguite le prove dinamiche anche nella situazione di carico massimo.

6 CONCLUSIONI

La costruzione del nuovo ponte sul torrente Ete Morto, resa necessaria dall'inadeguatezza idraulica del manufatto esistente, esigenza che ne ha determinato la demolizione, ha posto complesse problematiche sia di riorganizzazione della viabilità sia di inserimento architettonico, in considerazione della collocazione dell'intervento all'interno del centro abitato.
La soluzione progettuale adottata risponde efficacemente a tali esigenze, coniugando funzionalità, prestazioni strutturali e qualità architettonica. L'impalcato, caratterizzato da uno spessore particolarmente contenuto, ha consentito di rendere compatibile la nuova livelletta stradale con la viabilità esistente e con gli accessi locali, limitando l'impatto dell'intervento sul contesto urbano.
La configurazione ad arco a via inferiore con archi indipendenti valorizza inoltre la continuità visiva e percettiva tra le due sponde del fiume, rafforzando il ruolo del ponte quale elemento di connessione e di ricucitura del tessuto urbano.
Particolare attenzione è stata inoltre riservata alla configurazione dell'intradosso dell'impalcato, e alla geometria dei traversi, al fine di garantire una qualità percettiva anche dagli spazi prospicienti le spalle, qualora questi vengano in futuro resi pubblici, accessibili e fruibili, previa realizzazione delle necessarie opere di protezione e sicurezza.

L'opera si configura pertanto come un'infrastruttura capace di soddisfare le esigenze della mobilità contemporanea, integrandosi con equilibrio e discrezione nel paesaggio di Casette d'Ete e contribuendo alla riqualificazione dello spazio urbano.

REFERENCES

[1] EN 1993 3-1-1: Progettazione delle Strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici, 2022
[2] EN 1993-5-1 Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

SCHEDA TECNICA

Stazione Appaltante	Regione Marche Dipartimento Protezione Civile e Sicurezza del Territorio Settore Genio Civile Marche Sud
RUP	Arch. Raffaella Diletti
Progettazione Architettonica e Strutturale	Prof. Ing. Luigino Dezi Ing. Gabriele Dezi *DSD Dezi Steel Design, Ancona*
Progettazione Idraulica e Stradale	Ing. Vincenzo Marzialetti
Direzione Lavori	Ing. Giordano Piancatelli
Collaudatore Statico e T.A	Ing. Agostino Paradisi
Impresa	Costruzioni Ruberto Srl, Corleto Monforte (SA)
Carpenteria metallica	MAEG Costruzioni SpA, Vazzola (TV)
Importo Lavori	3.155.259,95 €

KEYWORDS

Tied-arch bridge, Steel orthotropic deck, Indipendent arches, Hydraulic risk mitigation.

IL NUOVO PONTE PEDONALE SUL FIUME ESARO A CROTONE: UN ESEMPIO DI INTEGRAZIONE TRA INGEGNERIA STRUTTURALE E STRATEGIE DI RIGENERAZIONE URBANA SOSTENIBILE

THE NEW PEDESTRIAN BRIDGE OVER THE ESARO RIVER IN CROTONE: AN EXAMPLE OF INTEGRATION BETWEEN STRUCTURAL ENGINEERING AND SUSTAINABLE URBAN REGENERATION STRATEGIES

Giuseppe Matildi, Alice Bertoncelli, Paolo Barrasso
Matildi+Partners s.r.l.
p.barrasso@matildi.com

ABSTRACT

The pedestrian footbridge over the Esaro River in Crotone is part of a PNRR-funded infrastructure project aimed at improving urban accessibility by reducing the distance between two districts from 2.6 km to just 100 m, thereby promoting sustainable mobility. The design successfully reconciles the initial requirements in terms of span length, construction cost, structural slenderness, and architectural/urban integration with the required performances in terms of user comfort and structural stability. To meet these criteria, a tied-arch bridge with a Warren-type structural scheme was adopted, characterized by a clear span of 78 m between supports and a rise of 10.15 m. The two arches, inclined at approximately 11° and made up of a torsionally rigid parallelogram-shaped cross-section, transfer the thrust as axial tension to two bowstring girders with a "C"-shaped cross-section, each with a height of less than one meter. The deck, with an overall width of 7 m and a 5 m wide walking surface made of composite wood planks, is supported by a system of inclined steel tubular hangers. The dynamic analysis regarding the evaluation of natural frequencies, crucial for pedestrian bridges, led the entire design process with the aim of ensuring user comfort. The project represents an example of integration between structural engineering and sustainable urban regeneration.

SOMMARIO

Il progetto della passerella pedonale sul fiume Esaro a Crotone rientra nell'intervento finanziato nell'ambito del PNRR e finalizzato a migliorare l'accessibilità urbana riducendo le distanze tra due quartieri da 2,6 km a soli 100 metri. La progettazione ha coniugato i vincoli iniziali in termini di luce da superare, costo dell'opera, snellezza e inserimento architettonico/urbanistico con le prestazioni richieste in termini di comfort e stabilità strutturale. Per il soddisfacimento di tali criteri è stato scelto un ponte ad arco a via inferiore con schema Warren caratterizzato da una luce netta tra gli appoggi di 78 metri e una freccia di 10.15 m. I due archi, inclinati di circa 11° e costituiti da una sezione a parallelogramma torsiorigida, trasmettono la spinta alle due travi-catene con sezione a "C", entrambi di altezza inferiore al metro. L'impalcato, con una larghezza complessiva di 7 m ed un piano di calpestio di 5 m realizzato mediante una pavimentazione di doghe in legno composito, è sostenuto da un sistema di pendini inclinati in tubi d'acciaio. L'analisi dinamica in termini di frequenze proprie, fondamentale in ponti pedonali, ha guidato l'intero iter progettuale con l'obiettivo di garantire il confort dell'utenza. Il progetto rappresenta un esempio di integrazione tra ingegneria strutturale e rigenerazione urbana sostenibile.

1 GENESI DEL PROGETTO

Le strategie contemporanee di rigenerazione urbana attribuiscono alle infrastrutture leggere un ruolo fondamentale nel miglioramento dell'accessibilità e della qualità degli spazi pubblici. In questo contesto si inserisce il progetto della nuova passerella ciclopedonale sul fiume Esaro nel Comune di Crotone, sviluppato nell'ambito degli interventi finanziati dal Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR), Missione 5 – Inclusione e Coesione, Investimento 2.1 "Rigenerazione Urbana". L'opera nasce dall'esigenza di collegare due ambiti urbani separati dal corso d'acqua, i quartieri San Francesco e Gabelluccia, attualmente connessi da una viabilità che richiede un percorso superiore a 2,6 km. La nuova passerella riduce tale distanza a circa 100 m, favorendo gli spostamenti pedonali e ciclabili e migliorando l'accesso ai servizi urbani.

Oltre alla funzione di attraversamento, il progetto assume un ruolo strategico quale elemento di ricucitura urbana e di valorizzazione paesaggistica delle aree prospicienti il fiume Esaro.

In tale ottica, nel 2024 il comune di Crotone ha bandito una gara di appalto integrato per la progettazione e realizzazione del nuovo collegamento.

2 IL CONTESTO DELL'INTERVENTO E LA FASE DI GARA

L'opera è situata nell'area comunale di uno dei quartieri più popolosi di Crotone, caratterizzato da un tessuto urbano sviluppatosi tra gli anni '70 e '80 e contraddistinto da edifici eterogenei, e rappresenta il contributo principale alla valorizzazione dell'estetica architettonica dell'area, nell'ottica del rilancio sociale, culturale ed economico. L'esigenza di realizzare una passerella ciclopedonale in grado di scavalcare il fiume Esaro senza l'impiego di pile in alveo, unita alla richiesta della Soprintendenza di riproporre un'architettura capace di richiamare la precedente vocazione industriale dell'area, ha guidato le scelte del progetto posto a base di gara che prevedeva una struttura ad arco a via inferiore, con sospensioni verticali e realizzata in acciaio COR-TEN

Dal punto di vista strutturale, la scelta è ricaduta su un ponte ad arco a spinta eliminata, semplicemente appoggiato sulle spalle di estremità, fondate su pali di medio diametro. L'opera presentava una luce libera di circa 85 m e una larghezza utile dell'impalcato pari a 5 m.

Gli archi, disposti parallelamente ai lati dell'impalcato, erano previsti in sezione composta saldata a doppio T, mentre le travi principali, i traversi e le controventature di piano erano stati ipotizzati mediante l'impiego di profilati commerciali di tipo HEA. Il sistema di sospensione era invece costituito da pendini realizzati mediante profili cavi a sezione rettangolare.



Fig. 1. Vista aerea dell'area di intervento

Un riesame critico del progetto posto a base di gara, richiesto dallo stesso bando, ha consentito di individuare, anche sulla base dell'esperienza maturata in precedenti progettazioni analoghe, alcuni aspetti meritevoli di approfondimento e di definire proposte migliorative presentate in fase di gara e sviluppate nelle successive fasi progettuali.
La prima osservazione ha riguardato le possibili problematiche vibrazionali dell'impalcato, con particolare riferimento al comfort dell'utenza. Tali criticità risultavano potenzialmente significative sia in considerazione dell'importante luce dell'opera, pari a 85 m, sia per la tipologia strutturale adottata, costituita da un ponte ad arco a spinta eliminata con sospensione verticale, nonché per l'elevata snellezza complessiva della struttura.
Ulteriori perplessità derivavano dalla scelta di utilizzare, per gli archi, profili a doppio T, caratterizzati da una ridotta rigidezza torsionale, associati a una maglia di controventatura relativamente rada e concentrata in sole tre zone dell'arco. Tale configurazione lasciava ipotizzare la possibile insorgenza di fenomeni di instabilità flesso-torsionale degli archi stessi.



Fig. 2. Geometria del PFTE a base di gara

Anche la scelta dell'acciaio COR-TEN è apparsa non idonea e suscettibile di una proposta migliorativa finalizzata all'incremento della durabilità dell'opera, seppur in linea di principio ottimale dal punto di vista della diminuzione dei costi di manutenzione, le attività affini in corso d'opera e la capacità di auto proteggersi dalla corrosione. Dall'analisi comparativa dell'evoluzione dei fenomeni corrosivi in ambiente semi-rurale per acciai COR-TEN e acciai al carbonio, emerge infatti che l'acciaio COR-TEN, a differenza dell'acciaio tradizionale, tende a sviluppare nel tempo uno strato di ossidazione stabile e protettivo, con andamento asintotico del processo corrosivo. Tale caratteristica, tuttavia, non si manifesta in ambienti particolarmente aggressivi, quali quelli industriali o marini. In ambiente marino, infatti, il comportamento corrosivo dell'acciaio COR-TEN risulta analogo, se non addirittura più sfavorevole, rispetto a quello degli acciai al carbonio tradizionali. A tale riguardo, le linee guida statunitensi raccomandano l'impiego dell'acciaio COR-TEN a una distanza minima di circa 2 km dalla costa marina.
Infine, anche l'utilizzo di profilati commerciali in acciaio COR-TEN, e in particolare dei pendini realizzati mediante tubolari rettangolari, è apparsa una scelta peculiare sotto il profilo dell'approvvigionamento, in quanto risultano di difficile reperibilità sul mercato, poiché normalmente non vengono prodotti in acciaio auto patinabile.
Un'ulteriore osservazione ha riguardato la soluzione prevista per la soletta collaborante mediante l'impiego di lamiera grecata. Sebbene tale tecnologia rappresenti una soluzione consolidata in ambito edilizio e industriale, essa trova un impiego più limitato nelle opere infrastrutturali, principalmente a causa delle criticità legate alla durabilità della lamiera in condizioni di esposizione ambientale esterna. I ridotti spessori che caratterizzano tali elementi risultano infatti particolarmente vulnerabili a fenomeni di corrosione, con il rischio di un degrado relativamente rapido in presenza di agenti atmosferici e condizioni ambientali aggressive.
Inoltre, la previsione di lamiere grecate zincate in appoggio su elementi strutturali realizzati in acciaio COR-TEN è stata ritenuta suscettibile di ulteriori approfondimenti tecnici: l'accoppiamento di materiali caratterizzati da differente potenziale elettrochimico può infatti favorire l'innesco di fenomeni di corrosione galvanica (cosiddetto "effetto pila"), con conseguente accelerazione dei processi corrosivi a carico degli elementi metallici e potenziale riduzione della durabilità complessiva del sistema strutturale. Tale aspetto è stato pertanto valutato nell'ambito delle proposte migliorative sviluppate nel corso della progettazione.
Dal riesame critico del progetto posto a base di gara sopra descritto, si sono sviluppate le proposte migliorative, approfondite nelle successive fasi progettuali.

3 CONCEZIONE STRUTTURALE DELLA PASSERELLA

La proposta progettuale ha previsto l'adozione di una struttura ad arco a via inferiore con schema reticolare di tipo Warren, caratterizzata da una luce in asse appoggi pari a 78,9 m. Gli archi principali presentano una configurazione particolarmente ribassata, con una freccia in chiave di circa 10 m permettendo di contenere l'impatto visivo della struttura e di favorirne un inserimento armonioso nel contesto urbano e paesaggistico circostante
Sviluppando la tipologia strutturale prevista dal progetto posto a base di gara, particolare attenzione è stata dedicata alla definizione della geometria degli archi, elemento determinante per garantire comfort, rigidezza e stabilità dell'opera. A seguito delle analisi progettuali, è stata adottata una configurazione policentrica nel piano dell'arco, caratterizzata da un raggio ridotto in prossimità delle imposte (18 m) rispetto a una soluzione a raggio unico (90 m). Tale scelta ha consentito di incrementare il franco tra il piano di calpestio e il primo traverso degli archi, migliorando la percezione spaziale e la fruibilità della passerella. Gli archi sono inoltre inclinati verso l'interno di circa 11° rispetto alla verticale, configurazione che contribuisce ad aumentare la stabilità globale e la rigidezza trasversale della struttura, conferendole al contempo una maggiore qualità architettonica.

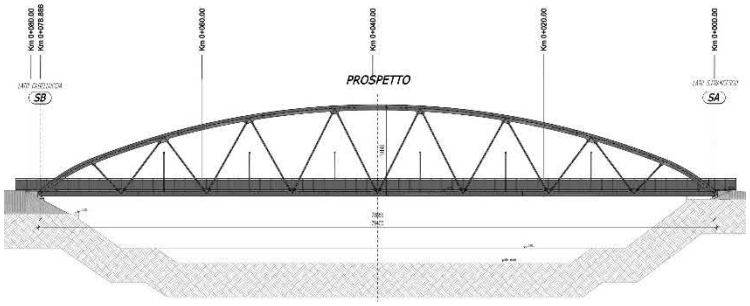


Fig. 3. Prospetto

Le travi principali e gli archi sono realizzati in sezione composta saldata, rispettivamente a "C" e a parallelogramma chiuso torsionalmente rigido, con altezze inferiori al metro e interasse delle travi pari a circa 7 m. Tale soluzione ha consentito di soddisfare i requisiti di peso, rigidezza, stabilità, durabilità ed economicità dell'opera. Rispetto a sezioni tubolari equivalenti, le sezioni composte saldate risultano infatti più vantaggiose sotto il profilo produttivo, garantendo al contempo elevate prestazioni flessionali e torsionali. Inoltre, la geometria lineare degli elementi ha semplificato le lavorazioni di officina rispetto a soluzioni caratterizzate da forme curve. La durabilità degli archi è stata infine assicurata mediante l'adozione di sezioni chiuse e stagne, in grado di proteggere le superfici interne dai fenomeni corrosivi.

La passerella è realizzata in acciaio S355J2 protetto con un ciclo di verniciatura ad effetto COR-TEN. Considerata la prossimità all'ambiente marino, si è preferito adottare un sistema protettivo tradizionale anziché acciaio autopatinabile. Dopo sabbiatura con grado di preparazione Sa 2½, è stato applicato un ciclo conforme alla ISO 12944 per ambiente di corrosività C3 e classe di durabilità elevata (H), garantendo adeguata protezione e ridotte esigenze manutentive nel tempo.

Il piano di calpestio, largo 5 m e delimitato lateralmente dai parapetti, è realizzato con doghe in materiale composito a base di legno, caratterizzate da una finitura di colore marrone chiaro che si armonizza con l'effetto COR-TEN della carpenteria metallica e soddisfa i requisiti di ecocompatibilità richiesti in fase di gara.

La geometria del sistema di sospensione riprende lo schema Warren, adottato per incrementare la rigidezza e la stabilità complessiva dell'opera rispetto a una configurazione con pendini verticali. La presenza di elementi soggetti anche a compressione ha orientato la scelta verso tubi stagni di diametro 163,8 mm, in luogo di tradizionali sistemi a cavo, collegati mediante perni alle anime delle travi e degli archi con passo di circa 10 m.

L'impalcato è stato concepito come una struttura leggera e al contempo rigida nei confronti delle azioni orizzontali, mediante traversi HEA 450 disposti ogni 5 m e una controventatura inferiore a croce realizzata con coppie di angolari L80×60×8, destinata all'assorbimento delle azioni di vento e sisma.

Analogamente, gli archi sono collegati da traversi in composizione saldata a doppio T e da un sistema di controventatura a K realizzato con profili angolari accoppiati L90×9, in grado di garantire un efficace comportamento spaziale della struttura.

La struttura portante della pavimentazione è stata progettata con l'obiettivo di coniugare leggerezza, adeguata capacità portante e semplicità di fissaggio delle doghe, garantendo al contempo la portata richiesta per i carichi di esercizio previsti pari a 500 kg/m². A tal fine sono stati adottati tubolari 100×50×5 mm, disposti con passo di 35 cm sui traversi.

Il sistema di vincolamento di tipo classico è realizzato mediante quattro dispositivi di appoggio di tipo fisso, unidirezionale e multidirezionale. Tale configurazione garantisce un corretto

assorbimento delle azioni verticali e orizzontali e consente le necessarie dilatazioni termiche dell'impalcato, sia in condizioni di esercizio sia in condizioni sismiche. La scelta di appoggi tradizionali, in luogo di isolatori sismici, ha inoltre consentito di limitare gli spostamenti indotti dalle azioni del vento che risultano significative per la struttura.

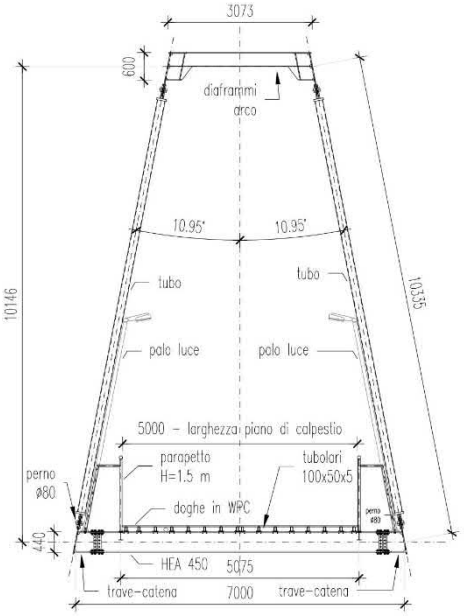


Fig. 4. Sezione trasversale

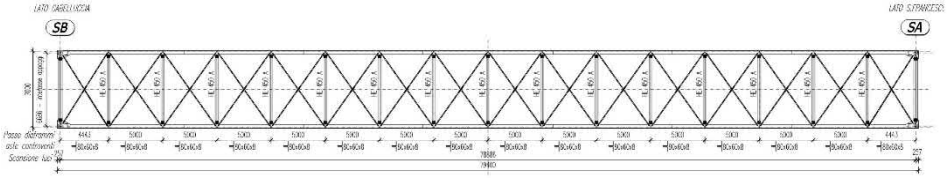


Fig. 5. Pianta inferiore dell'impalcato

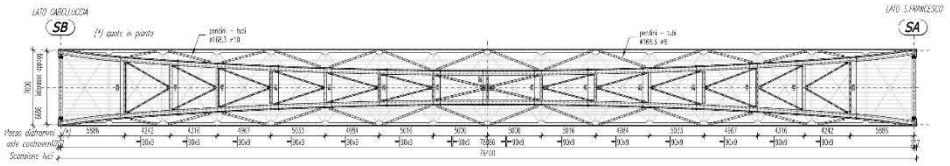


Fig. 6. Vista in pianta della passerella

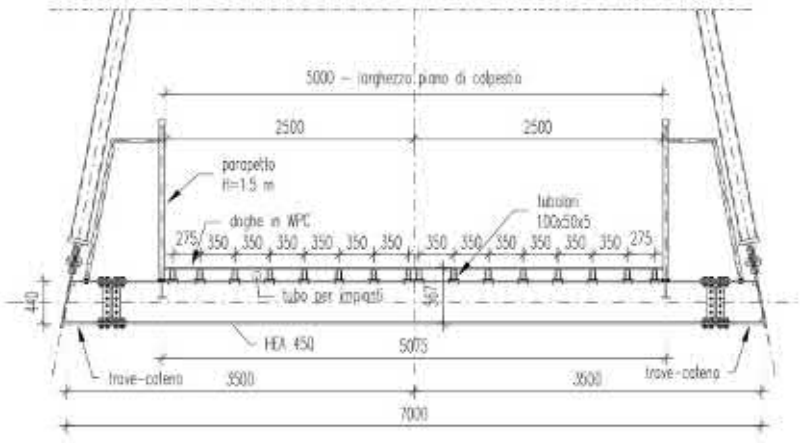


Fig. 7. Particolare della struttura portante della pavimentazione

Il parapetto e i pali di illuminazione costituiscono i principali elementi di arredo del ponte. Il parapetto, dimensionato per resistere all'azione del vento e al carico orizzontale della folla pari a 1,5 kN/m, è collegato a una trave IPE 180 posta in luce tra i traversi. Per limitare le sollecitazioni torsionali sulla trave, caratterizzata da una ridotta inerzia torsionale, ogni campata è dotata di un puntone centrale che trasferisce i carichi alla trave principale, opportunamente irrigidita in corrispondenza degli attacchi.
I pali di illuminazione, alti 4,5 m, sono disposti con passo di 10 m tra i pendini e alternati sui due lati del ponte. Essi sono fissati alla piattabanda superiore delle travi principali in corrispondenza dei traversi e riprendono l'inclinazione degli archi, contribuendo all'unitarietà formale dell'opera.

4 MODELLAZIONE NUMERICA E ANALISI STRUTTURALE

Le sollecitazioni di progetto sono state ricavate mediante un modello FEM tridimensionale a elementi beam, sviluppato considerando i carichi permanenti, le azioni variabili dovute ai carichi d'esercizio, al vento, alla temperatura e al sisma. Nel modello sono stati rappresentati tutti gli elementi strutturali principali, ad eccezione dei tubolari secondari della pavimentazione e delle travi IPE 180 di supporto ai parapetti, il cui contributo è stato considerato attraverso carichi equivalenti.

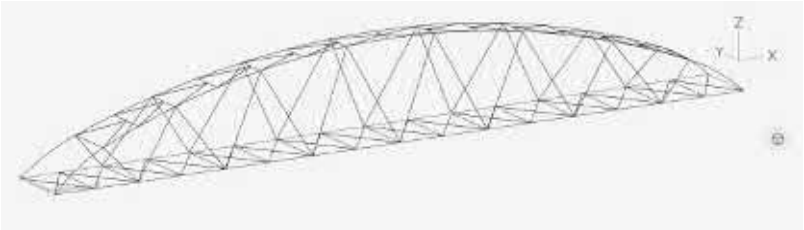


Fig. 8. Modello FEM di tipo *beam* della passerella

I carichi permanenti comprendono il peso proprio strutturale (*g1*), comprensivo degli elementi non modellati, e i pesi portati della pavimentazione e dei parapetti (*g2*). I carichi variabili sono stati definiti secondo lo schema n. 5 delle NTC 2018, assumendo una folla compatta pari a 5 kN/m² nelle

configurazioni più gravose. Le azioni del vento sono state valutate in conformità alla UNI EN 1991-1-4 e alle NTC 2018, considerando separatamente impalcato, archi e pendini. Le azioni termiche sono state analizzate ai fini del dimensionamento degli appoggi e dei giunti, mentre l'azione sismica è stata valutata mediante analisi modale con spettro di risposta per una struttura di classe d'uso II e vita nominale di 50 anni. Le verifiche strutturali sono state condotte secondo NTC 2018 ed Eurocodici, adottando il metodo elastico per gli elementi principali e, ove consentito, verifiche in campo plastico per quelli secondari. I livelli massimi di sfruttamento sono stati mantenuti generalmente inferiori all'80%. Particolare attenzione è stata dedicata ai pendini e ai collegamenti a perno, verificati nei confronti delle sollecitazioni assiali, della stabilità e dei fenomeni locali di taglio, schiacciamento e rifollamento.
Il modello di calcolo ad elementi beam è stato utilizzato anche per l'analisi dinamica dell'opera e per la determinazione della frequenza propria fondamentale, ricercando il miglior compromesso tra leggerezza e rigidezza strutturale. La configurazione finale è stata infatti definita attraverso successive ottimizzazioni, volte a massimizzare la frequenza naturale del ponte compatibilmente con il contenimento del peso proprio. Particolare attenzione è stata inoltre dedicata alle verifiche di stabilità globale e locale.
L'analisi di buckling eseguita sul modello a elementi plate ha evidenziato un moltiplicatore critico dei carichi relativo al modo globale αcr superiore a 10, escludendo la necessità di analisi del secondo ordine ai sensi delle NTC 2018 (§ 4.2.3.4).



Fig. 9. Modello FEM di tipo plate della passerella

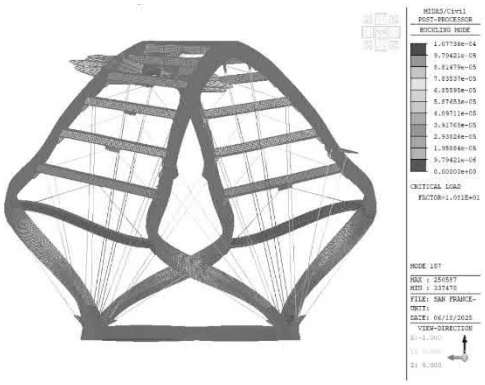


Fig. 10. Modello FEM *plate* – modo di buckling globale

A livello locale, l'elemento maggiormente sollecitato a compressione è risultato l'arco, per il quale l'analisi di buckling ha evidenziato un modo critico caratterizzato da instabilità dell'anima interna con moltiplicatore dei carichi pari a 8,5. Tale valore, pur inferiore a quello relativo all'instabilità globale della struttura, risulta comunque sufficientemente elevato da escludere effetti significativi

sulla resistenza dell'elemento. Le verifiche di stabilità locale sono state condotte secondo il metodo delle tensioni ridotte previsto dalla UNI EN 1993-1-5 e hanno confermato l'adeguatezza delle sezioni adottate.
Particolare attenzione è stata inoltre dedicata al nodo di collegamento tra pendini, travi e archi. A tal fine è stato sviluppato un modello FEM locale a elementi plate finalizzato allo studio della stabilità della porzione sporgente dell'anima in corrispondenza dell'attacco dei pendini. Anche in questo caso le analisi hanno fornito esito positivo, evidenziando come la resistenza del dettaglio costruttivo non risulti condizionata da fenomeni di instabilità locale, pur in assenza di irrigidimenti dedicati.

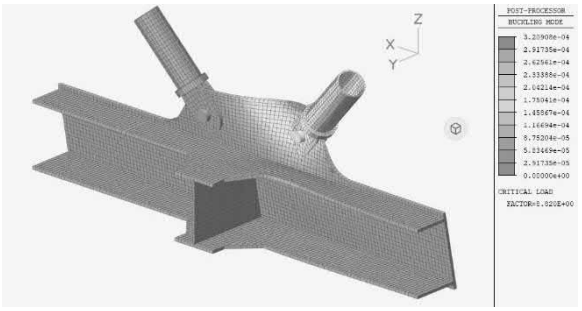


Fig. 11. Analisi di buckling del nodo di collegamento dei pendini ad archi e travi

I traversi correnti dell'impalcato e degli archi ed i traversi delle spalle, realizzati mediante profili commerciali e sezioni composte saldate a doppio T, sono stati verificati a presso e tenso-flessione, taglio e stabilità secondo le normative vigenti; i traversi di spalla sono stati inoltre controllati per la fase di sollevamento dell'impalcato durante la manutenzione degli appoggi. I controventi dell'impalcato, costituiti da coppie di angolari L80x60x8 disposti a croce di Sant'Andrea, e quelli degli archi, realizzati con angolari L90x9 in configurazione a K, sono stati dimensionati secondo NTC 2018 ed Eurocodice 3, con livelli massimi di sfruttamento pari rispettivamente all'82% e al 74%. I collegamenti principali sono stati progettati in categoria B con bulloni M24 classe 10.9, mentre le connessioni secondarie di parapetti e tubolari sono state realizzate con bulloni M12 classe 8.8 in categoria A.

5 COMPORTAMENTO DINAMICO E COMFORT

Particolare attenzione è stata dedicata al comportamento dinamico della passerella, al fine di garantire adeguati livelli di comfort per l'utenza e limitare deformazioni e vibrazioni entro i valori ammessi dalle normative di riferimento. A tal fine sono state considerate le indicazioni delle NTC 2018, dell'EN 1991-2 e delle Linee Guida Sétra, che classificano i ponti pedonali in funzione dell'intensità di utilizzo e definiscono gli intervalli di frequenza maggiormente suscettibili a fenomeni di risonanza indotti dal traffico pedonale.
In relazione alle caratteristiche dell'opera e ai flussi attesi, la passerella è stata classificata in **Classe III (footbridge for standard use)**. È stata pertanto eseguita un'analisi modale del modello globale finalizzata alla determinazione delle frequenze proprie della struttura e alla verifica della loro collocazione rispetto ai range di rischio individuati dalle Linee Guida Sétra per le vibrazioni in direzione verticale, longitudinale e trasversale.
I risultati ottenuti hanno consentito di valutare il rischio di risonanza e di definire l'eventuale necessità di approfondimenti mediante analisi dinamiche specifiche, in accordo con i criteri riportati dalle linee guida internazionali per la progettazione dei ponti pedonali.

L'analisi modale è stata condotta sul modello globale sia a ponte scarico sia a ponte carico, considerando una distribuzione uniforme di folla pari a 70 kg/m² sull'intera superficie calpestabile, in accordo con le indicazioni delle Linee Guida Sétra. Lo studio ha consentito di determinare le frequenze proprie e le corrispondenti forme modali della struttura nelle condizioni maggiormente rappresentative dell'esercizio, verificandone il posizionamento rispetto ai range di rischio individuati dalla normativa e dalla letteratura tecnica per l'innesco di fenomeni di risonanza dovuti al traffico pedonale.

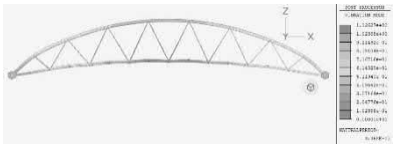


Fig. 12. Primo modo verticale (ponte scarico)



Fig. 13. Primo modo orizzontale (ponte scarico)

Le prime tre frequenze proprie ottenute dall'analisi sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 1. Frequenze proprie teoriche a ponte scarico

MODO	frequenza [Hz]	tipo
1	1.48	orizzontale
2	2.51	orizzontale
3	2.97	verticale

Il confronto tra le frequenze ottenute e i range individuati dalle Linee Guida Sétra ha evidenziato che la struttura ricade nella categoria "low risk of resonance for standard loading situations". Di conseguenza, trattandosi di un ponte classificato in Classe III e appartenente al Range di rischio 3, non si è resa necessaria l'esecuzione di ulteriori analisi dinamiche con carichi pedonali variabili nel tempo. Le frequenze proprie ricavate dal modello numerico sono state successivamente validate mediante una campagna sperimentale eseguita in fase di collaudo attraverso strumentazione Tromino® (MoHo S.r.l.), basata sull'analisi delle vibrazioni ambientali o **Operational Modal Analysis (OMA)**. Tale metodologia consente di identificare le frequenze modali della struttura a partire dalle vibrazioni naturalmente presenti nell'ambiente, indipendentemente dalla sorgente di eccitazione, mediante l'analisi degli spettri di risposta nelle diverse componenti del moto.
Le misure sono state effettuate nelle condizioni di impalcato scarico e prima della posa della pavimentazione e dei parapetti. I risultati ottenuti hanno mostrato una buona correlazione con quelli derivanti dal modello di calcolo, confermando la correttezza delle assunzioni progettuali e l'adeguato comportamento dinamico della passerella. Le frequenze rilevate sperimentalmente sono riportate nella Tabella 2.

Tabella 2. Frequenze proprie sperimentali

MODO	frequenza [Hz]	tipo
1	**2**	**orizzontale**
2	3.1	orizzontale
3	**4.3**	**verticale**
4	4.6	torsionale

Il confronto tra le frequenze sperimentali e quelle ottenute dal modello numerico confermano l'affidabilità delle ipotesi progettuali adottate. Le frequenze rilevate in opera risultano mediamente superiori a quelle teoriche, indicando una rigidezza reale della struttura leggermente maggiore

rispetto a quella prevista nelle analisi di calcolo; tale evidenza è coerente anche con i risultati ottenuti durante il collaudo statico, che hanno mostrato deformazioni inferiori a quelle attese. Tale incremento di rigidezza può essere ricondotto a meccanismi resistenti generalmente trascurati nei modelli numerici, quali gli effetti di attrito tra i componenti strutturali e il contributo effettivo dei collegamenti e dei giunti metallici.
I risultati sperimentali confermano pertanto la validità delle analisi progettuali e rafforzano ulteriormente il giudizio positivo sul comportamento dinamico della passerella, collocando le frequenze proprie della struttura in una zona di basso rischio di risonanza secondo i criteri definiti dalle Linee Guida Sétra.

6 LA COSTRUZIONE ED IL COLLAUDO

La fase costruttiva ha comportato alcune modifiche rispetto al progetto esecutivo, riguardanti principalmente il metodo di montaggio, i sistemi di controventatura degli archi, alcuni dettagli di collegamento e il parapetto. Esclusa l'ipotesi di varo mediante carrelloni SPMT per motivi logistici, il ponte è stato assemblato per macro-conci mediante pile provvisorie in alveo e sollevamenti con gru. Tale scelta ha comportato la realizzazione bullonata dei giunti tra i conci delle travi, inizialmente previsti saldati. Le operazioni di montaggio sono state ulteriormente semplificate adottando collegamenti bullonati tra archi e traversi e sostituendo i controventi tubolari previsti in progetto con angolari metallici, riducendo sensibilmente le lavorazioni e le saldature in cantiere. Nel complesso, tali modifiche hanno conferito all'opera un carattere maggiormente industriale, in linea con le indicazioni della Soprintendenza.

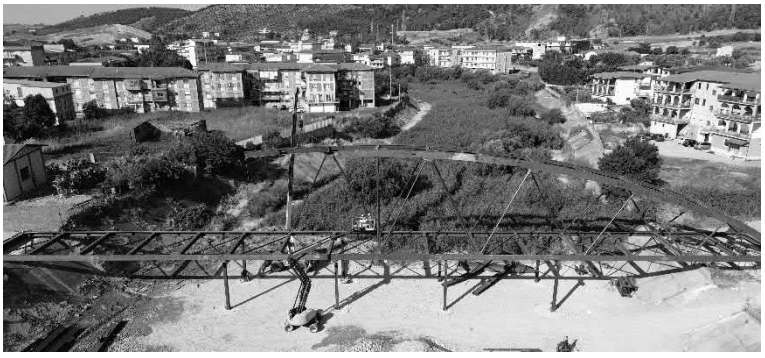


Fig. 14. Fase di montaggio del ponte

Il collaudo statico è stato eseguito il 29/06/2026 mediante l'impiego di 120 t di carico distribuite attraverso bancali di cemento posizionati in corrispondenza dei traversi dell'impalcato.



Fig. 15. Collaudo statico del ponte

7 CONCLUSIONI

La passerella ciclopedonale sul fiume Esaro costituisce un esempio significativo di integrazione tra progettazione strutturale in acciaio e interventi di rigenerazione urbana. La scelta di una configurazione ad arco a via inferiore con schema Warren ha consentito di soddisfare simultaneamente esigenze architettoniche, funzionali, idrauliche e strutturali, ottenendo una struttura particolarmente snella e coerente con il contesto urbano. Le analisi numeriche e le verifiche effettuate hanno confermato l'adeguatezza della soluzione adottata sia dal punto di vista resistente sia sotto il profilo del comfort dinamico, aspetto particolarmente rilevante per infrastrutture dedicate alla mobilità lenta. L'opera dimostra come l'acciaio possa rappresentare uno strumento particolarmente efficace per la realizzazione di infrastrutture sostenibili, durabili e capaci di contribuire in maniera concreta alla riqualificazione dei contesti urbani contemporanei.

KEYWORDS

Pedestrian Bridge, Warren Truss, Urban Regeneration

LA NUOVA TRAVATA METALLICA SULLA LINEA FERROVIARIA TARANTO – SIBARI

THE NEW STEEL BRIDGE ON THE TARANTO-SIBARI RAILWAY LINE

Gugielmo Aluisantonio
Studio AGP, Ingegneria specialistica
Grottaferrata (RM), Italia
g.aluisantonio@gmail.com

Luca Chiappelloni
Studio AGP, Ingegneria specialistica
Grottaferrata (RM), Italia
luca.chiappelloni@uniroma2.it

ABSTRACT

The new steel railway bridge is located at km 22+737 of the Taranto–Sibari line (Fig. 1), at the boundary between the municipalities of Castellaneta (Sibari side) and Palagiano (Taranto side). The structure spans the Lato River close to its mouth, within the "Stornara" State Nature Reserve along the Ionian coast of the Province of Taranto.
The designed works were prompted by the need to replace the existing steel bridge, which exhibited significant structural deterioration. In addition to the replacement of the superstructure, the intervention included the seismic upgrading of the existing substructures, in compliance with the Italian Technical Standards for Construction (NTC). The original bridge consisted of a single-span Pratt-type (Fig. 4) steel truss with a through-truss configuration and top lateral bracing. The span length was 74.56 m, and the railway track was installed using a direct fastening system. The crossing was skewed by approximately 42°, providing an effective straight hydraulic opening of 52.82 m.

SOMMARIO

La nuova travata metallica, al km 22+737 della linea Taranto-Sibari, si colloca al confine dei comuni di Castellaneta sul lato Sibari e di Palagiano sul lato Taranto e supera il sottostante Fiume Lato nei pressi della sua foce. Le aree di intervento ricadono all'interno della riserva naturale statale "Stornara" sulla costa Ionica tarantina. Le opere progettate nascono dalla necessità di sostituire la vecchia travata metallica, interessata da ammaloramenti diffusi. L'intervento ha previsto, oltre alla sostituzione della travata, il rinforzo delle spalle e delle fondazioni presenti, come richiesto dalle NTC, per interventi di adeguamento sismico. La struttura rimossa (fig. 2) risultava costituita da una travata metallica a campata unica, a via inferiore tipo Pratt, con travi principali a maglia triangolare, chiusa superiormente, di portata teorica pari a 74.56 m e con armamento ad attacco diretto.

L'attraversamento presentava un'obliquità di circa 42°, con luce netta "retta" di deflusso dell'alveo di circa 52.82 m.



Fig. 1. Inquadramento ponte





Fig. 2. Travata metallica sostituita

1 INTRODUZIONE

Il nuovo impalcato metallico è stato realizzato con la stessa forma, geometria e dimensioni dell'impalcato rimosso, ad eccezione dell'interasse tra le pareti principali, che è stato leggermente incrementato. La travata, del tipo reticolare a maglie triangolari secondo schema tipologico Pratt, a via inferiore con pareti controventate superiormente e armamento ad attacco diretto, ha registrato un peso complessivo di circa 430 tonnellate.

2 OPERE PREVISTE IN PROGETTO

Il ponte è costituito da una campata in semplice appoggio, con luce netta tra gli appoggi (parallelamente al binario) di PT = 74.56 m e interasse fra le pareti pari a 5.55 m. L'altezza baricentrica media è di H = 10.00 m che corrisponde ad un'altezza complessiva (tra intradosso briglia inferiore ed estradosso briglia superiore) di circa 10.34 m.
La travata è dotata di guidovie inferiori laterali, per consentire l'ispezione, per mezzo di un carrello mobile, dell'intradosso della stessa e della parte esterna dei nodi della briglia inferiore.

Il piano di sostegno dell'armamento è stato realizzato con un impalcato a travi trasversali in acciaio, in composizione saldata, posti ad interasse di 4.66 metri, longherine composte da profili laminati e controventi inferiori e superiori.
Rispetto all'opera precedente, la distanza tra il piano del ferro e il sottotrave è aumentata di circa 26.3 mm passando da 1372.5 mm a 1398.8 mm.
Lo schema di vincolo è stato progettato utilizzando quattro apparecchi di appoggio del tipo multidirezionale, posti in concomitanza delle testate della trave principale, che riportano alle spalle sottostanti i soli carichi verticali, e da due selle di taglio (Fig. 7), ubicate al centro di ciascuna delle due travi oblique di testata, alle quali è affidato il trasferimento, sempre alle spalle, delle azioni orizzontali. Le selle sono una di tipo fisso (lato Metaponto) e l'altra di tipo unidirezionale longitudinale (lato Taranto).
In corrispondenza delle testate è presente una trave longitudinale centrale (in asse alle longherine), saldate in opera alla trave obliqua di testata, necessaria per garantire l'equilibrio delle forze e momenti longitudinali generati dalle selle di taglio.
L'impalcato è stato dotato di ritegni sismici longitudinali e trasversali.
Si riportano di seguito alcuni disegni di progetto esplicativi (Figura 5,6,7).

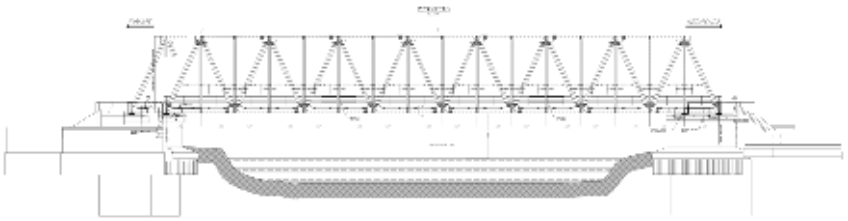


Fig. 5. Prospetto lato monte nuova travata metallica

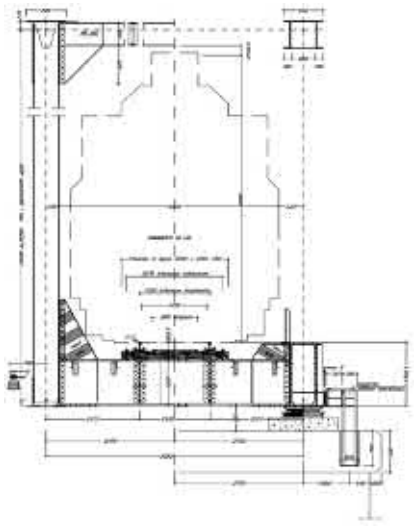


Fig. 6. Sezione trasversale nuova travata metallica in testata

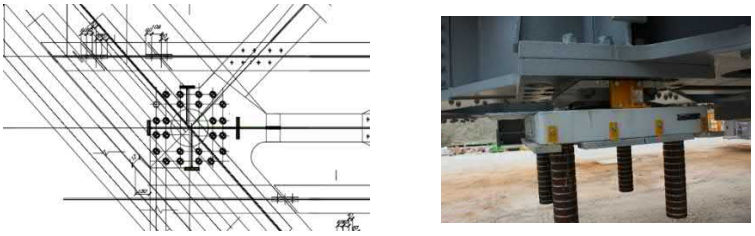


Fig. 7. Particolare sella di taglio fissa

3 DATI TECNICI IMPALCATO METALLICO

La tipologia strutturale adottata è quella di trave reticolare secondo schema Pratt a passaggio inferiore e pareti controventate superiormente mediante travi trasversali e controventi. La portata teorica della travata è di 74.56 m, mentre l'interasse fra le pareti è pari a 5.55 m. La travata è costituita dalle seguenti sezioni principali:

- Briglia inferiore: sezione composta da due profili saldati a T con varco trasversale tra le anime di 550 mm, piattabanda inferiore 300xS mm (spessore variabile tra i 18 mm e 40 mm man mano che si andrà verso la mezzeria dell'impalcato) ed anima 620x16 mm;
- Briglia superiore: sezione composta saldata a "pi greco" con varco trasversale tra le anime di 550 mm, piattabanda superiore 846xS mm (spessore variabile tra i 18 mm e 34 mm man mano che si andrà verso la mezzeria dell'impalcato), anime 550x16 mm e piattini di ribordo 160x12 mm;
- Travi trasversali correnti: sezione saldata a doppio T di altezza 1000 mm, con piattabande 350x34 mm e anima di sp. 14mm;
- Travi trasversali di testata: sezione saldata a doppio T di altezza 1000 mm, con piattabande 500x60 mm e anima di sp. 16 mm;
- Longherine: profilo laminato a doppio T HEA600.
- Diagonali: sezione saldata a doppio T.

Per quanto concerne i materiali, l'impalcato è stato realizzato in acciaio strutturale S355, con specifica differenziazione in funzione della tipologia e dello spessore degli elementi. In particolare è stato impiegato:

- acciaio S355J2 N per travi principali, piastre ed elementi saldati con spessori fino a 40 mm;
- acciaio S355J0 per angolari ed elementi non saldati;
- per le piattabande dei traversi obliqui di testata acciaio S355NL, al fine di garantire adeguate prestazioni di tenacità.

L'esecuzione delle carpenterie metalliche è stata condotta in classe di esecuzione EXC3, in conformità alla UNI EN 1090-2, trattandosi di ponte ferroviario con luce inferiore a 150 m. Per specifiche caratteristiche delle lamiere (spessori, tolleranze di planarità e requisiti di finitura superficiale) sono state adottate prescrizioni più restrittive, riconducibili alla classe di esecuzione EXC4, in accordo con quanto previsto dal Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili. Le lamiere impiegate sono state fornite nel rispetto delle seguenti classi prestazionali (UNI EN 1090-2 e norme correlate):

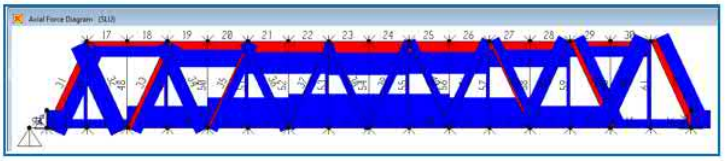
- per lo spessore : classe B (UNI-EN 10029)
- per la planarità : classe S (UNI-EN 10029)
- per la finitura superficiale : classe B/3 (UNI 10163 parte 2)
- per i prodotti lunghi (laminati) : classe D/3 (UNI 10163 parte 3)
- Per spessori > 15 mm (lamiere con saldatura) controllo US (classe S2 + E3 UNI 10160)
- Per spessori ≥ 25 mm (lamiere con saldatura a forte o completa penetrazione o giunti a croce) controllo duttilità (trazione sul lato corto) secondo UNI EN 10164 – 2004 – classe di qualità 235.

4 METODI DI CALCOLO

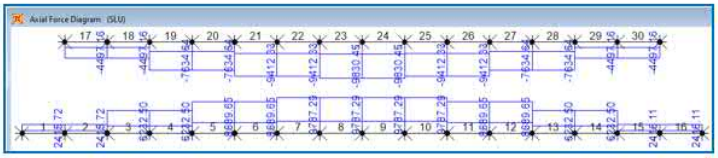
Per il dimensionamento della struttura sono stati utilizzati due metodi di calcolo

A) **Modello piano**: a trave reticolare piana, seguendo il metodo classico tradizionale in uso presso le Ferrovie dello Stato, valido nella ipotesi di aste cernierate alle estremità e carichi nodali in accordo a quanto previsto al punto 2.5.2.3.7.2.5.b del Manuale di Progettazione. Le sollecitazioni ottenute con questo metodo sono state utilizzate per la verifica delle briglie e delle diagonali della parete principale, trascurando in favore di sicurezza il contributo dell'impalcato. Le sollecitazioni ricavate per le briglie inferiori sono state incrementate con gli sforzi normali di trazione dovuti all'effetto dell'interazione statica treno-binario-struttura, valutati con il modello tridimensionale. Si riportano di seguito i diagrammi degli sforzi normali nelle aste della parete (combinazione SLU) Fig. 8.

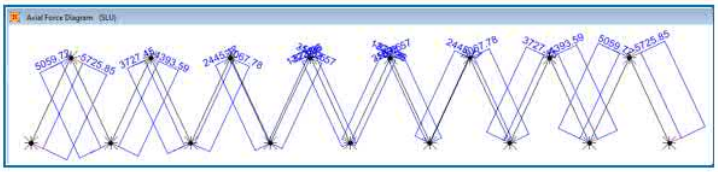
1) Sollecitazione di sforzo normale nelle aste della parete



2) Sollecitazione di sforzo normale nelle briglie



3) Sollecitazione di sforzo normale nelle diagonali



N (kN)	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46
max	-1882	5060	-1275	3727	-539	2445	359	1323	1323	359	2445	-539	3727	-1275	5060	-1882
min	-5726	1597	-4394	929	-3068	101	-1864	-823	-823	-1864	101	-3068	929	-4394	1597	-5726

Fig. 8. Sollecitazioni parete principale

B) **Modello 3D completo**: per le verifiche degli elementi di impalcato (longherine, travi trasversali, controventi) e per la valutazione di reazioni verticali agli appoggi e deformazioni, è stato utilizzato il programma agli elementi finiti SAP2000, predisponendo un modello tridimensionale con elementi frame e shell che tiene conto dell'effettivo comportamento della struttura (effetto globale). L'impalcato è schematizzato con elementi frame costituiti dalle due pareti principali (briglie, diagonali e montanti), dai traversi metallici, dalle longherine e dai controventi superiori ed inferiori. I pesi propri della struttura sono stati valutati da computo ed applicati nel modello come carichi in corrispondenza dei nodi delle pareti della travata. I restanti carichi sono applicati alle aste dello schema statico. Mediante il modello spaziale 3D si è valutata la deformazione massima in asse al binario carico, per effetto del treno 1.1 LM71 dinamizzato. Freccia nodo 509**:** δ_{49} **= 48.8 mm** (mezzeria asse binario carico).

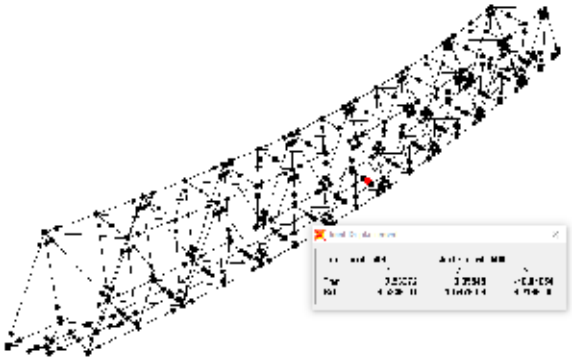


Fig. 9. Inflessione verticale per effetto del treno 1.1 LM71

5 ANALISI DI INTERAZIONE STATICA BINARIO-STRUTTURA

Per il ponte in esame, caratterizzato da binario in lunga rotaia saldata (L.R.S.), la valutazione dell'interazione statica treno–binario–struttura è stata sviluppata mediante modellazione numerica completa ad elementi finiti non lineare, ai sensi della Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001.
La trattazione è stata condotta evitando l'impiego di schemi semplificati o metodi indiretti di ripartizione delle azioni longitudinali, adottando invece un modello integrato impalcato–attacco–binario, in grado di rappresentare:

- il comportamento elasto-plastico dei collegamenti longitudinali;
- l'effettivo avanzamento del convoglio;
- l'interazione tra azioni termiche dell'impalcato e azioni da traffico.

L'avanzamento del treno è stato simulato mediante script dedicato in linguaggio Python, sviluppato per gestire 150 step di carico successivi per ciascun caso analizzato, con aggiornamento automatico dello stato non lineare del sistema. Sono stati considerati i modelli di carico LM71 e SW2, nelle condizioni di frenatura e avviamento, nei due versi di percorrenza e per variazioni termiche dell'impalcato pari a ±25°C, per un totale di 16 analisi complete. Le elaborazioni hanno consentito di determinare le reazioni longitudinali sul vincolo fisso e lo stato tensionale nella lunga rotaia saldata, individuando le configurazioni più gravose in termini di combinazione termico-meccanica.

Le Fig. 10 e 11 riportano, rispettivamente, le reazioni longitudinali trasmesse al vincolo fisso e le curve di inviluppo delle tensioni nella lunga rotaia saldata, ottenute considerando tutte le posizioni del convoglio e le combinazioni analizzate.

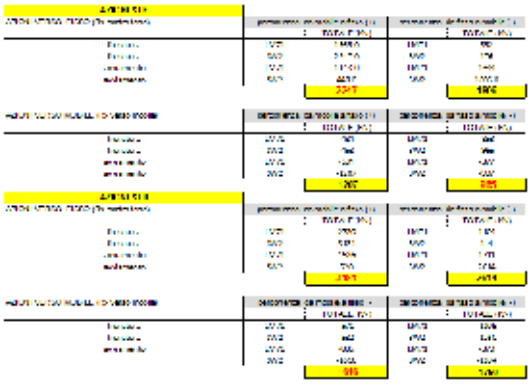


Fig. 10. Risultati complessivi reazioni su vincolo fisso

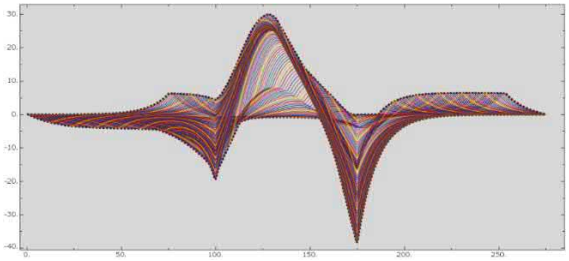


Fig. 11. Risultati tensioni lunga rotaia saldata (curve di inviluppo)

6 INTERVENTI DI RINFORZO DELLE SPALLE

Gli interventi di rinforzo strutturale realizzati su entrambe le spalle sono consistiti nella realizzazione, sul muro frontale, di una fodera in c.a. di 50 cm di spessore, risvoltata a 90° fino ai muri d'ala, fondata su un cordolo di fondazione in c.a. a sezione rettangolare di larghezza 3.60 m, altezza 1.50 m, a sua volta sottofondato su n.ro 66 micropali trivellati gettati in opera di lunghezza 21 m, diametro di perforazione Ø 242 mm, tubo di armatura ø 168.3 mm ≠ 16,0 mm, disposti a quinconce su tre file ad interasse minimo 1.00 m.. Il collegamento del cordolo di fondazione alla muratura della spalla esistente è stato realizzato mediante l'inserimento di N.ro 54 barre tipo dywidag ø 32 mm lunghezza variabile da 5.80 m a 6.25 m, disposte su tre file verticali distanziate in senso verticale di 37.5 cm. La connessione della fodera alla spalla è stata garantita tramite degli spinotti, consistenti in barre di acciaio B450C, diametro ø 24 mm, lunghezza L_S = 1.20 m; da inghisarsi, mediante malta tipo Emaco, all'interno di perforazioni di diametro Ø 40 mm, da realizzarsi sulle pareti verticali a vista delle spalle, con interasse verticale ed orizzontale di 40 cm.
Gli interventi sono stati completati, durante il periodo di interruzione della linea della durata di circa un mese, con la realizzazione dei nuovi pulvini e dei nuovi paraghiaia in c.a.. I pulvini sono stati realizzati con spessore pari a 90 cm e con aggetto di 25 cm rispetto al filo esterno della fodera. I paraghiaia, di altezza pari a 1.86 m, sono stati realizzati con spessore variabile lungo l'altezza,

pari a 60 cm in corrispondenza dell'attacco al pulvino e rastremato fino a 15 cm in sommità. La Fig. 12 riporta la configurazione finale della spalla lato Taranto a seguito dell'esecuzione degli interventi descritti, evidenziando la geometria della fodera, del cordolo di fondazione e delle nuove opere in elevazione. Gli effetti delle azioni agenti sulla spalla sono stati valutati mediante un'analisi statica non lineare per fasi di carico. Sono state in particolare considerate le non linearità dovute ai materiali costituenti le spalle esistenti (muratura non reagente a trazione) e si è tenuto conto attraverso un'analisi per fasi, construction stage, della sequenza esecutiva dell'intervento di rinforzo.

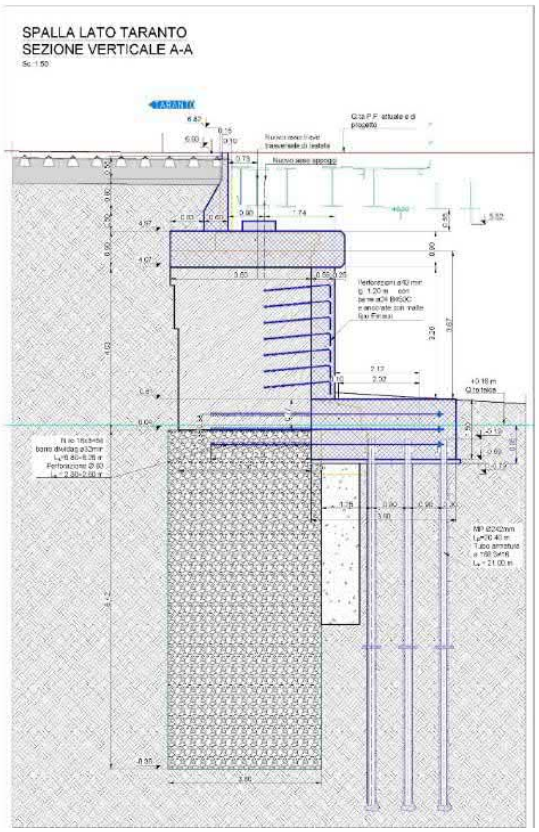


Fig. 12. Spalla lato Taranto – interventi

Per tener conto delle non linearità dei materiali, soprattutto della muratura delle spalle esistenti, si è adottato il modello costitutivo "total crak strain", in cui il legame "tensione-deformazione" è non lineare ed è distinto per la compressione e la trazione.
Al fine di valutare il comportamento della spalla rinforzata sotto le azioni trasmesse dalla nuova travata, si è proceduto al calcolo di verifica della spalla lato Metaponto, sede della sella di taglio di tipo fisso, considerando i carichi trasmessi dal nuovo impalcato metallico e adottando, per le azioni da traffico ferroviario i modelli di carico LM71 e SW/2. Si è valutato il comportamento della spalla anche in condizioni sismiche, valutate secondo le normative vigenti.

Si sono considerate le seguenti azioni agenti sulla spalla:

- G1_0 peso proprio della spalla in muratura e dei rinforzi in c.a.;
- la spinta del terreno in condizioni statiche dovuta al peso proprio del terreno, al peso volume del ballast gravante sul cuneo di spinta e al peso modello di carico LM71 o SW/2 agente sempre sul cuneo di spinta;
- le azioni dovute al peso del terreno, del ballast e del sovraccarico ferroviario che gravano direttamente sulle murature della spalla;
- le azioni trasmesse dal nuovo impalcato, suddivise in:
    - azioni dovute al peso proprio della nuova travata;
    - azioni dovute al peso dell'armamento sulla nuova travata;
    - azioni verticali, orizzontali di avviamento e frenatura, dovute al sovraccarico di esercizio;
    - le azioni di interazione treno-binario-struttura;
- l'azione sismica.

Nel seguito si presentano, a scopo illustrativo, alcuni dei risultati ottenuti dalle analisi per fasi costruttive successive, considerando la combinazione sismica SLV in direzione longitudinale. Le figure seguenti illustrano l'evoluzione del quadro deformativo e tensionale della spalla al termine di ciascuna fase.

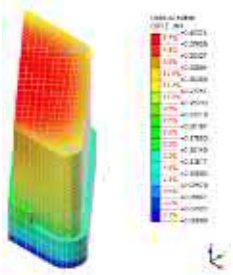


Fig. 13. Fine stage 1 - deformata

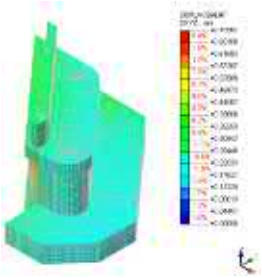


Fig. 14. Fine stage 2 - deformata

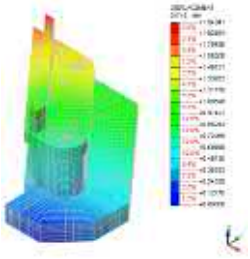


Fig. 15. Fine stage 3 - deformata

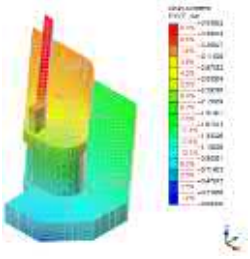


Fig. 16. Fine stage 4 - deformata

7 VARO

La nuova travata è stata assemblata in un'area di cantiere limitrofa e successivamente varata mediante gru cingolata Liebherr LR11000, con l'ausilio di carri semoventi modulari SPMT tipo Cometto, ciascuno composto da sei coppie di assi (Fig. 18). Il valore caratteristico del

carico verticale sollevato, considerando anche la presenza dei dispositivi di sollevamento (funi, bozzelli + imbraghi) è risultato essere pari a circa 450 tonn.

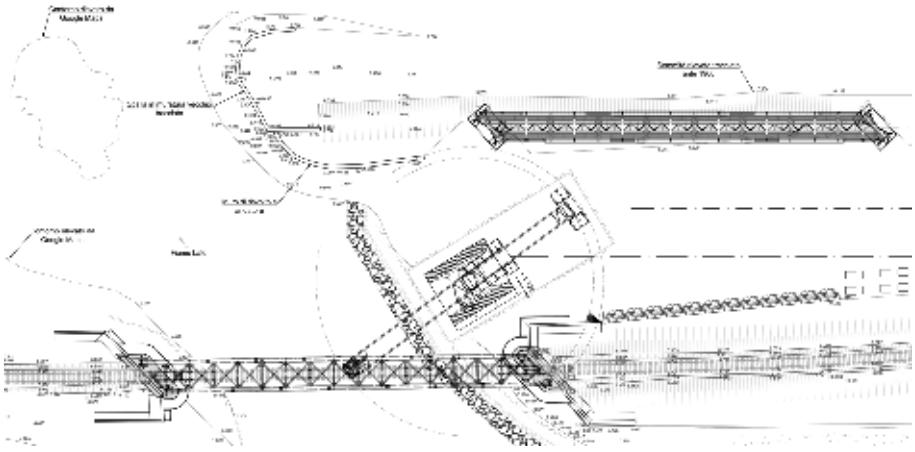


Fig. 17. Disegno planimetrico operazioni di varo



Fig. 18. Carri semoventi SMPT



Fig. 19. Qualche immagine della grù cingolata Liebherr LR 11000 in azione

8 CONCLUSIONI

L'intervento ha consentito la sostituzione della travata metallica esistente, interessata da diffusi fenomeni di ammaloramento, con un nuovo impalcato reticolare tipo Pratt di pari geometria e luce (PT = 74.56 m), progettato secondo un approccio integrato che ha combinato modellazione piana e tridimensionale, verifica dell'interazione statica treno-binario-struttura in lunga rotaia saldata e adeguamento sismico delle spalle esistenti mediante fodere in c.a. su micropali. Le fasi di varo, condotte mediante gru cingolata e carri semoventi SPMT, hanno confermato la piena rispondenza tra le ipotesi progettuali e le condizioni operative di cantiere. L'esperienza maturata conferma la validità di un approccio progettuale integrato per interventi di sostituzione di opere d'arte ferroviarie in esercizio, replicabile su contesti analoghi della rete infrastrutturale nazionale.



Fig. 20. Nuovo impalcato metallico appena varato

BIBLIOGRAFIA

[1] DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche perle costruzioni» - supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 (nel seguito indicate come NTC 2018).

[2] Circolare 21gennaio2019n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale17 gennaio 2018 - supplemento ordinario n° 5 alla G. U. n° 35 del 11/02/2019 (nel seguito indicate come CNTC 2019).

[3] RFI DTC SI PS MA IFS 001F: Manuale di progettazione delle opere civili (edizione 30/12/2022) - Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture.

[4] RFI DTC SI PS SP IFS 002F: Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (edizione 30/12/2022), in particolare – Parte II – Sezione 12.

[5] EN 1990 Eurocodici - Criteri generali di progettazione strutturale – in particolare EC3.

PAROLE CHIAVE

Ponte ferroviario metallico, travata reticolare Pratt, sostituzione impalcato, interazione statica treno-binario, lunga rotaia saldata, rinforzo spalle in muratura, micropali, varo con gru cingolata.

SISMICA

SEISMIC

ADEGUAMENTO DI TELAI IN ACCIAIO A NODI RIGIDI CON TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE PER MOLTEPLICI LIVELLI DI DANNO, MEDIANTE IL "MINIMAL-DISTURBANCE ARM DAMPER"

MULTIPLE-DAMAGE STATE RETROFIT OF STEEL MRFS WITH COMPOSITE BEAMS USING A MINIMAL-DISTURBANCE ARM DAMPER

Giuseppe Marzano,
University of Kyoto
Department of DPRI
Kyoto, Japan
marzanoengineer-ing@gmail.com

Konstantinos Skalomenos
University of Birmingham
Department of Civil Engineer-ing
Birmingham, United Kingdom
k.skalomenos@bham.ac.uk

Masahiro Kurata
University of Kyoto
Department of DPRI
Kyoto, Japan
kurata.masahiro.5c@kyoto-u.ac.jp

ABSTRACT

This study presents a design method for seismic retrofit and rehabilitation of steel moment-resisting frames (MRFs) with composite steel–concrete beams using the minimal-disturbance arm damper (MDAD). The purpose is to enhance the performance of this MRF by controlling the overall structure deformation (roof and story drifts) and damage of individual members (local ductility). The MDAD imposes strength and stiffness to limit the story drifts and redistributes the internal forces to delay beam yielding and fracture. This design method for MRFs integrates the member's strength and ductility indices, such as bending moment and plastic rotation, into the frame response in terms of shear capacity and story drift, through equations based on beam-column theory. The design method aims to satisfy multiple objectives, such as (1) the delay of steel beam yielding, (2) the reduction of beam plastic rotation, (3) the control of strength reduction post-fracture, and (4) the recovery of the frame shear strength. A test was conducted to evaluate the performance of retrofitted and bare MRFs. The effectiveness of the procedure in limiting the story deformation and improving the ductility of the MRFs as well as its efficiency in recovering the strength capacity of heavily damaged framed structures was validated.

SOMMARIO

Questo studio presenta un metodo di progettazione per adeguare sismicamente e ripristinare telai in acciaio a nodi rigidi (MRF) con travi composte acciaio-calcestruzzo, utilizzando il Minimal-Disturbance Arm Damper (MDAD). L'obiettivo è migliorare il comportamento sismico dei telai, controllando la deformazione (spostamenti di piano) e il danno degli elementi (duttilità locale). L'MDAD conferisce resistenza e rigidezza per raggiungere i valori target e ridistribuisce le forze interne ritardando lo snervamento e la rottura delle travi. Il metodo di progettazione proposto integra gli indici di resistenza e duttilità dei componenti, come il momento flettente e la rotazione plastica, nella risposta globale del telaio in termini di capacità di taglio e spostamento di piano, attraverso equazioni basate sulla teoria trave-colonna. Il metodo proposto raggiunge molteplici obiettivi: (1) il ritardo dello snervamento della trave in acciaio, (2) la riduzione della rotazione plastica della trave, (3) il controllo della perdita di resistenza post-rottura e (4) il recupero della resistenza a taglio dopo. È stata condotto un test per valutare le prestazioni dei telai "retrofitted" e "bare". I risultati validano la procedura nel limitare la deformazione di piano e nel migliorare la duttilità degli elementi dei telai, nonché l'efficacia nel recuperare la capacità resistente del telaio danneggiato.

1 INTRODUCTION

Steel moment-resisting frames (MRFs) are high-performance seismic-resistant structures capable of reaching large deformations without collapsing due to the large ductility of steel material, the superior performance of the MRF as a structural system, and the well-designed connections. The large inherent ductility of steel MRFs allows engineers to adopt large reduction factors as compared to other structures, and therefore, these types of structures can experience multiple-damage states during their inelastic response. As a result, the latest seismic design approaches require steel MRFs to satisfy multiple performance objectives, such as levels of damage sustained under corresponding levels of seismic hazard, following the concept of performance-based seismic design (PBSD) [22]. For steel MRFs, modern codes such as FEMA-273 [10], FEMA-351 [11], and ATC 40 [3] suggest checking the multiple-damage states of the frames mainly through two parameters: (1) the story drift for controlling the overall frame
response (frame limit state), and (2) the beam plastic rotation for controlling the damage in a local level (component limit state). ASCE 41-13 [2], complying with the PBSD framework, proposes further developments of the retrofit procedures including intermediate performance levels between the original performance levels, ultimately aiming to increase the safety/assessment
limits in terms of story drifts and beam plastic rotations. Several studies have been conducted to identify the effects of the retrofit systems on steel frames under the framework of PBSD. Mirzaee and Estekanchi (2015) [20] proposed a procedure for retrofitting steel frames with shear wall panels or viscous dampers in order to control the overall frame response. Tsai (2012) [27] developed a performance-based approach where steel braces redistribute the forces between the frame elements after the collapse of a column due to accidental loading. Hariri-Ardebili et al. (2014) [12] have proposed an analytical method to obtain the overall response of concentrically braced frames designed in terms of story drift according to the limitations of the performance levels considered. Barroso et al. (2002) [4] evaluated the roof drift and energy dissipation capacity of two steel frames from the SAC Phases II project (Sommerville et al. 1997) retrofitted with friction pendulums, linear viscous dampers, and an active tendon brace system. Additional details about retrofit methods for steel frames are available in Ohata and Toyada (2004). These studies evaluated the overall response of the frame in terms of roof or story drift. However, few studies directly examine the sustained plastic rotation at beamends, which is one of the two critical indices addressed by PBSD. Studies that consider the local ductility as a main retrofit parameter have been mainly reported for concrete and steel structures. Chisari and Bedon (2017) [8] have presented a design method for retrofitting

concrete structures using fiber-reinforced polymers (FRPs) where both the local ductility of the concrete elements and overall flexibility of the structure were considered. For steel MRFs, some well-known retrofit approaches have considered moving the plastic zone far from the critical connection. By implementing this low disturbance technique with respect to the architectural space, an additional ductility is offered. Some examples of technologies that utilize this approach are the knee braces [16]-[17], the improved design of weld access holes in beam-to-column connections [19], the concept of reduced beam sections (RBSs) in beam ends [7] as well as the enhancement of connection performance by adding energy-dissipation devices [6], [13]. Taking advantage of their ductility, steel MRFs can achieve large deformations; however, a concrete floor slab rigidly connected to the top flanges of steel beams, known as a composite steel–concrete beam, increases the strain demand on the bottom flanges of beam ends under positive bending (slab under compression), triggering an early yielding and premature fracture [23]. For MRFs with a concrete floor slab, Pellegrino et al. (2009) [21] proposed to strengthen composite beams using FRP technology where the overall frame ductility was enhanced by improving the local ductility of the beams. The present research develops a retrofit procedure to control both the story drift and member ductility, offering an efficient frame upgrade that meets the multiple performance requirements of PBSD and overcomes the deficiencies of current retrofit methods for MRFs. The retrofit system, named the minimal-disturbance arm damper (MDAD) [15], is designed to enhance the seismic performance of steel MRFs with composite beams by adequately increasing story strength and stiffness and reducing plastic deformation demands at beam ends under positive bending. The basic behavior and design procedures of MDAD, which delay yielding and reduce plastic rotation under positive bending, have been verified through tests and numerical simulations [14]. In this study, a multiple-damage state retrofit procedure for steel MRFs with composite beams is developed with three retrofitting phases defined along with their corresponding damage states. These phases are: (1) the elastic phase where concrete cracking and beam yielding are considered, (2) the plastic phase where concrete crashing and plastic deformation of the steel beam are considered, and (3) the postfracture phase where multiple fractures in steel beams are considered. More specifically, the MDAD aims to reduce the bending moment demand at the elastic phase and plastic rotation at the plastic phase. After the occurrence of the first beam-end fracture, the design of MDAD aims to prevent the strength deterioration of the frame by compensating for the lost strength. In addition to the three previous retrofit phases, a fourth phase, the rehabilitation phase is proposed that aims to recover the strength and stiffness of the damaged frame. The multiple-damage state retrofit procedure combined with the multiple options in retrofitting targets provided by the MDAD enables existing steel MRFs to effectively satisfy the desired performance levels. By controlling both the overall structure deformation and damage on single beam ends, a reserve capacity is provided for cases when the seismic demand is higher than or the affordable damage level is lower than those considered during the initial design.

2 OVERVIEW OF THE MINIMAL DISTURBANCE ARM DAMPER

First, an overview of the concept and features of MDAD is presented to explain the concept behind the retrofit considering both the local and global performance evaluation parameters. The MDAD is a relatively light retrofit device designed for minimal-disturbance seismic upgrades, thus saving space for building users. For this purpose, the MDAD is installed above two-thirds of the building height, as shown in Fig. 1(a). The MDAD is composed of small-sized steel elements and does not require either heavy construction equipment for installation or special machinery for operation. The MDAD is designed for MRFs with composite beams that suffer premature fractures under positive bending [18]. The MDAD has been mainly developed for low- and midrise commercial buildings and its low-disturbance functionality is beneficial for the continuation of business activities during

installation and operation. The MDAD is comprised of two main elements: bending plates (BP) and tension rods (TR), as shown in Fig. 1(a).

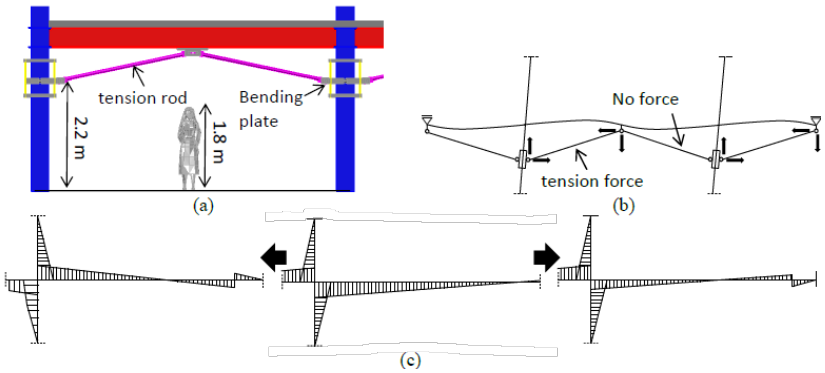


Fig. 1. MDAD configuration; a) minimal disturbance configuration; b) MDAD schematic mechanism; c) moments distribution

The bending plates are two steel plates installed at the left and right side near the top of the column, working as fuses to dissipate energy by plastic deformation. Both bending plates are connected with a rigid block at their middle, named as the middle-connecting (MC) block, in order to deform together. Fig. 1(b) presents the load-resisting mechanism of the MDAD. Under a lateral force, the deformation of the beam-column connection imposes a load on the tension rod. Due to the MC block and the use of a slotted hole at the connection with the beam's bottom flange, the tension rods sustain tension force only. Thus, slender elements can be used for the tension rods while a stable bilinear hysteresis is provided through the yielding of the bending plates in both directions.

The difference in the behaviors of the MDADs at the interior and exterior column was studied carefully in [28]. The MDAD at the interior column exhibits a stable bilinear hysteresis but the MDAD at the exterior column presents a ratcheting behavior. The ratcheting behavior occurred as the bending plates only bent in one direction. The tension rod started to sustain compression after 2.0% story drift when the end of the tension rod pressed against the pin on the beam after using up the clearance made by the long-slotted hole.

Knee braces could be considered as similar retrofit systems that respect the features. However, to reach a stable energy dissipation with knee braces, either stocky elements are required, imposing a large stiffness compared to the existing beam ends, or the bottom flange of the beam needs to be cut to increase the demand on the braces [1].

The MDAD is designed to reduce the rotation demand at the beam ends of the MRFs as well as gently increase the stiffness and strength of the story. Fig. 1(c) shows the mechanism by which the MDAD reduces the positive moment at the beam ends and delays the beam yielding. Accordingly, the positive plastic rotation at the beam hinge is reduced. The vertical component of the force adds negative moment at both beam ends. The negative moment and rotation increments can be sustained by the composite beam since it usually has a 1.5 to 2.0 times larger rotation capacity under negative bending than under positive bending moment [9]. The design procedure for yielding delay, plastic rotation reduction, and increase of the story stiffness and strength by the MDAD has been verified by testing a one-story two-span MRF [28].

3 MULTIPLE-DAMAGE STATE RETROFIT

The proposed multiple-damage state retrofit method controls both the beam plastic rotation and story drift. Fig. 2(a) presents the design targets of the three retrofit phases in a frame pushover curve: (1) Phase A for yielding delay, (2) Phase B for fracture delay, and (3) Phase C for the delay in the shear capacity reduction. These phases are related to the performance levels specified in the PBSD framework: Fully Operational, Operational, Life Safe, and Near Collapse. Furthermore, Fig. 2(b) illustrates the design target of Phase D, which corresponds to the rehabilitation phase and aims to recover the lateral frame capacity after the frame has experienced heavy damage.

Phase A is a force-based design phase that reduces the positive bending moment at the beam ends. Phase B is a deformation-based design phase and aims to extend the overall deformation capacity of the frame by reducing the positive plastic rotation at the beam ends. Phase C aims to maintain the strength capacity of the frame after deterioration occurs in the beams. The lateral strength of the frame is maintained by delaying the occurrence of fracture and through the complementary strength and stiffness provided by the MDAD.

Phase D aims at improving the seismic performance of an already damaged structure (Suzuki et al. 2017) against subsequent or future earthquakes by taking advantage of the replaceable fuses in the MDAD. The bending plates, after reaching a large deformation during the first seismic event, are replaced with thicker plates to recover the frame lateral strength and stiffness losses from damage that occurred along the frame. The original strength and stiffness of the frame are not exceeded by adding the new fuse elements while the deformation capacity is appreciably increased.

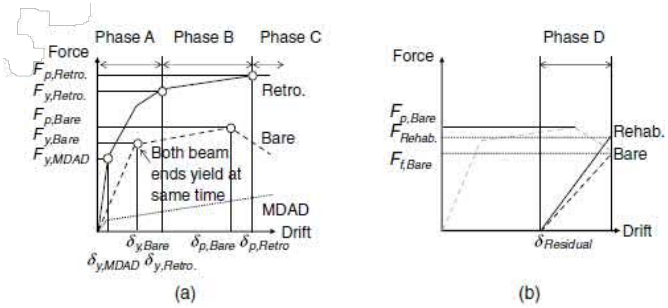


Fig. 2. Concept of multi damage-state retrofit; a) retrofit targets; b) rehabilitation target

3.1 Retrofit Phase Design

The design of the phases begins by setting the local response target for the beam end. The target value is inserted in the design equation to calculate the story drift or lateral strength of the frame as a global response. The design equations are developed using the principle of virtual work, where the shear deformation is neglected.

After fracture, the mechanical properties of the beam are affected. The damage parameter ω is defined as the ratio between the residual moment capacity after fracture and the initial positive plastic moment of the composite section. Assuming that the damage is initiated at the bottom flange and propagates to the steel web, the corresponding reduction of the moment of inertia of the composite section is estimated.

3.2 Phase A

The elastic properties of the frame are considered in Phase A. The retrofitting local target is a reduction of the positive moment at the beam end and the global target is a delay in yielding from

0.5% to 0.75% story drift. Fig. 3(a) shows the pushover curve, with the black lines representing Phase A.

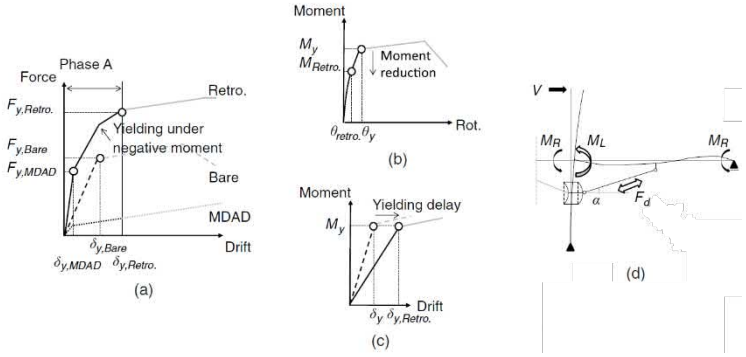


Fig. 3. Phase A design: a) moment-rotation; b) moment-drift; c) phase A model

In the retrofitted curve, the stiffness changes when the bending plates yield in the MDAD. The bending plate yielding is designed to occur before the beam end yielding. Fig. 3(b) shows the moment–rotation relationship of the beam end, where both moment and rotation decrease due to the MDAD retrofitting. Fig. 3(c) shows the expected trend of the positive moment against the story drift with and without retrofitting. The moment at the same drift decreases and the yielding is delayed.

The design equation is derived applying the principle of virtual work on the subassembly extracted from the upper floors of the frame, composed of two half-length columns and one beam. For the first floor, the equations need to be modified to account for the rotations at the column bases. The modifications required for the design equation were previously studied in Zhang et al. (2018) [28]. The equation is derived as the ratio between the positive beam bending moment with and without retrofitting, or R_A. By entering the target drift in Eq. (1) and considering $R_A = 1$, the retrofitted force F_d is obtained. An equivalent procedure would be to impose a positive beam moment reduction of 15% and calculate the required retrofit force at 0.5% story drift. Finally, additional stiffness induced by the MDAD is controlled so that the overall dynamic characteristics of the MRF are maintained.

$$R_A = \frac{M_{left}}{M_{left,w/o}} = \frac{A \times \delta + B \times F_d + C \times M_{right}}{A \times \delta + C \times M_{right}} \tag{1}$$

where M_{left} and $M_{left;w=o}$ are the positive moments at the left beam end with and without the MDAD. The coefficients A, B, and C in Eqs. (2)–(4), are obtained by applying a unit lateral force at the top of the column, combined with the tension rod force F_d and the negative bending moment Mright, respectively. *H, L, E, I_b, I_c, k, e,* and *a* are the specimen height, the specimen span length, the steel elastic modulus, the beam and column moments of inertia, the ratio between the composite and bare moments of inertia of the beam, the eccentricity between the tension rod connection at the beam side and the beam centerline, and the length of the concrete slab under compression, respectively.

$$A = \frac{1}{\frac{H}{12EI_c} + \frac{L(2-a)^3}{24EI_b} + \frac{La(a^2-12a+24)}{24kEI_b}} \tag{2}$$

$$B = A\left[\left(\frac{H^2}{384EI_c} + \frac{HL}{96EI_b} - \frac{Le}{24EI_b} + \frac{Le}{12kEI_b} + \frac{7HL}{96kEI_b}\right)cos\alpha - \frac{L^2}{24EI_b}\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{k}\right)sin\alpha\right] - \frac{Hcos\alpha}{4} \tag{3}$$

$$C = \left(\frac{La}{2EI_b}\right)A - 1 \tag{4}$$

Eqs. (2)–(4) consider the length of the concrete slab under compression based on the properties of the concrete and the section geometry. Fig. 3(d) illustrates a schematic of the substructure model with the MDAD used to derive the design equation for Phase A, with different arrows used for internal and external forces.

3.3 Phase B

The plastic rotation θ_p is used as an index to evaluate the damage at the beam end during Phase B. The targeted reduction of plastic rotation is 20% to delay fracture from 2.0% to 3.0% story drift. The MDAD retrofit force F_d required to achieve the target is calculated by Eq. (5). The ratio between the plastic rotation with and without the MDAD, or R_B, is set as 0.8 at 2.0% story drift to calculate F_d. The fracture delay is found by setting R_B equal to 1. The design is limited by the increment of the negative plastic rotation at the opposite beam end. Eqs. (6)–(8) define the coefficients of Eq. (5).

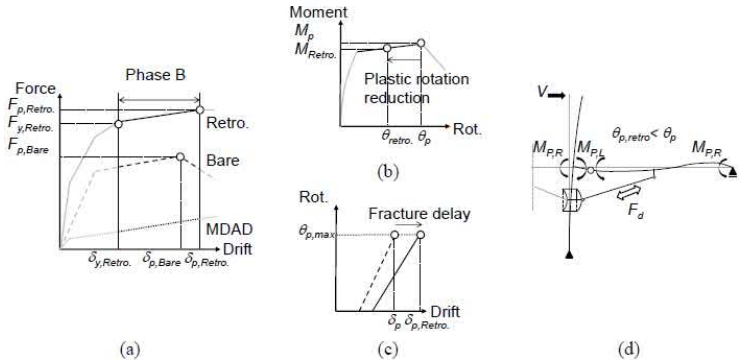


Fig. 4. Phase B design: (a) force–drift relationship; (b) moment–rotation relationship; (c) plastic rotation–drift relationship; and (d) subassembly model

Fig. 4(a) shows the pushover curve of the specimen with Phase B underlined using black lines for the bare and retrofitted configurations. Figs. 4(b and c) show the beam moment–rotation relationship and the positive plastic rotation–drift relationship. The bare and retrofitted lines of Fig. 4(c) start at different drifts due to the delay of yielding in Phase A. The positive plastic rotation is also reduced by the amount of plastic deformation sustained by the bending plates after yielding.
The design Eq. (5) for Phase B is obtained from the model of Fig. 4(d). The moments at the beam ends are released and replaced by internal pins, adding the plastic moments of the sections with and without slab effect, $M_{p,left}$ and $M_{p,right}$, as described in Eqs. (6)–(8).

$$R_B = \frac{\theta_{p,MDAD}}{\theta_p} = \frac{A \times M_{p,left} + B \times F_d + C \times M_{p,right} + \delta}{A \times M_{p,left} + C \times M_{p,right} + \delta} \tag{5}$$

$$A = \frac{(k+7)L}{24EI_b} + \frac{H}{12EI_c} \tag{6}$$

$$B = -\left[\left(\frac{H_1^3}{6EHI_c} - \frac{H_1^2}{4EI_c} + \frac{H_1 H}{12EI_c}\right)cos\alpha - \frac{(2t^3+6t^2+6t-16k+18)Lecos\alpha + (5-3t^3-9t^2-9t-8k)L^2 sin\alpha}{48EI_b k(t+1)^3}\right] \tag{7}$$

$$C = \frac{(k+1)LH}{12EI_b} - \frac{H^2}{12EI_c} \tag{8}$$

where θ_p, H_1, and t are the beam (left end) plastic rotation, the distance of the bending plates centerline from the beam centerline, and the ratio between the composite and steel plastic moments under positive bending.

3.4 Phase C

Phase C is intended to delay the deterioration of lateral strength and to reduce the amount of strength reduction after fracture occurs. In this design, the target is to maintain the maximum lateral strength after fracture occurs until 3.5% story drift. Fig. 5(a) shows the pushover curves of the bare and retrofitted frame. Phase C starts at 3.0% story drift when the first fracture of the beam bottom flange is expected and finishes when the frame capacity is reduced below 80%. The fracture delay shown in Fig. 5(a) is due to Phase B and no stiffness degradation is expected until 3.5% story drift. Fig. 5(b) represents the force sustained by the tension rod when fracture occurs at the beam end. At the onset of fracture, the force sustained by the tension rod compensates for the strength lost from the fractured beam bottom flange and maintains the overall lateral strength capacity of the frame. As shown in Fig. 5(c), the MDAD provides lateral stiffness against the opening of the beam-column connection and thus the frame capacity after fracture increases.
The parameters that control the response of the beam ends under positive and negative moments during Phase C are the damage parameters ω^+ and ω^-, respectively defined in Eqs. (9) and (10).
The relationships shown in Figs. 6(a and b) demonstrate the correlation between the beam parameters and the damage factors. In Fig. 6(b), the first change of slope corresponds to the full damage of the bottom flange. The value of 0.6 is assumed as a limit for the retrofitting and corresponds to a beam section with both the bottom flange and 20% of the web length being fully damaged. After the limit value is reached, the retrofit is assumed no longer effective due to most of the steel section being damaged; however, for completeness, the relationship is shown until 1.0. The letter *f* indicates the beam properties calculated in the fracture configuration

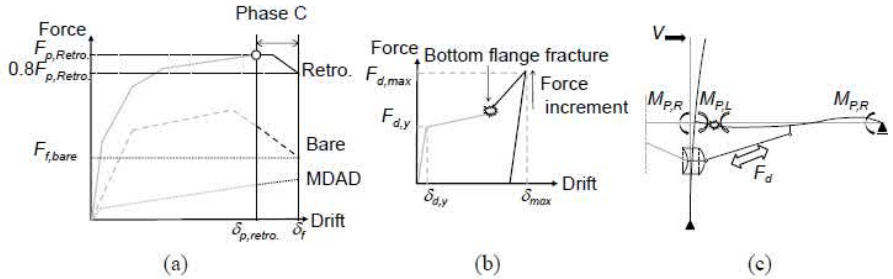


Fig. 5. Phase C design: (a) force–drift relationship; (b) tension rod force-drift relationship; (c) subassembly model

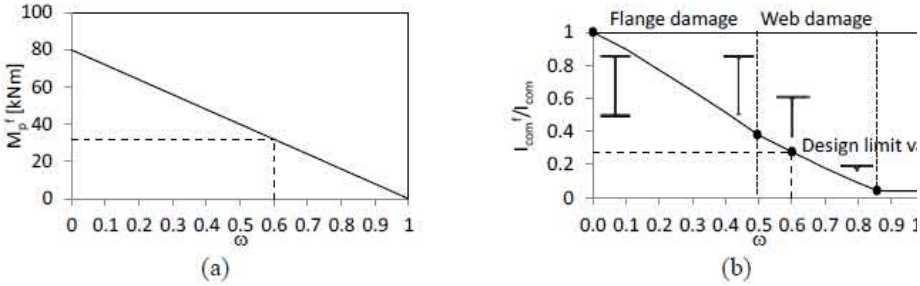


Fig. 6. Damage parameter for a) plastic moment; b) moment of inertia

$$\omega^+ = 1 - \frac{M_{p,left}{}^f}{M_{p,left}} \tag{9}$$

$$\omega^- = 1 - \frac{M_{p,right}^f}{M_{p,right}} \tag{10}$$

Design Eq. (11) is used to find the ratio between the shear force with and without retrofitting, R_C. The retrofitted force is calculated at the drift limit of 3.5%, as previously mentioned. The updated beam parameters after section reduction are calculated and added in Eqs. (12)–(14) to determine the response of the frame. The equations are derived on the basis of the model shown in Fig. 5(c), which is identical to that of Design Phase Awith the exception that beam fractures are considered.

$$R_C = \frac{V_{MDAD}}{V} = \frac{A' \times \delta + B' \times \omega^- M_{p,R} + C' \times F_d}{A \times \delta + B \times \omega^- M_{p,R}} \tag{11}$$

$$A = \frac{3E}{H}\left(\frac{1}{\frac{H}{4I_c} + \frac{L}{I_b}}\right);\ A' = \frac{3E}{H}\left(\frac{1}{\frac{H}{4I_c} + \frac{L}{I_b^f}}\right) \tag{12}$$

$$B = A\frac{L}{2EI_b};\ B' = A'\frac{L}{2EI_b^f} \tag{13}$$

$$C' = A'\left\{\left[\frac{H^2}{96EI_c} - \frac{L}{12EI^f{}_b}\left(\frac{e}{2} + H\right)\right]cos\alpha + \frac{L^2}{16EI^f{}_b}sin\alpha\right\} \tag{14}$$

3.5 Phase D

Phase D aims to provide a temporary, but rapid recovery of the frame lateral strength capacity after a strong earthquake to prevent structure collapse under subsequent earthquakes. Fig. 2(b) represents the rehabilitation phase along the pushover curve. In this design example, the target is to recover the lateral strength of the frame above 80% of the base shear of the unretrofitted frame (250 kN) reached under the story drift of 3.5%. The design equations are the same as those in Design Phase C; however, the design phase starts from the residual drift, equal to 1.5%. The residual drift of Phase C is calculated by dividing the frame lateral force with the stiffness reduced by ω, which is between 0.2 and 0.3. The total displacement of the frame during Phase D is 2.0% story drift, from 1.5% to 3.5% story drift.

In practice, the damage parameter ω can be determined after inspecting the actual damage at the beam ends. For this design example, if the damage reduces the lateral strength more than 20%, rehabilitation is required.

4 TEST SETUP

4.1 Specimen and Test Setup

Fig. 7(a) shows the schematic view of the test specimen. The specimen represents a half-scaled one-story two-span substructure extracted from a mid-floor of a typical Japanese steel MRF. The overall size is 6,000 mm long and 1,650 mm high. Columns 1 to 3 are made of HSS-175 × 175 × 12 mm sections and Beams 1 to 2 are made of I-200 × 100 × 5.5 × 8 mm sections. The beam-to- column strength ratio is around 2.0. The columns are pin-supported at the bottom ends and connected with each other at the top with rigid trusses made of round HSS 165 × 12 mm sections to impose equal displacements. Gusset plates with a 12 mm thickness are used to simulate pinned behavior at the truss ends. The beam-column connection is a through-diaphragm type where short brackets are shop-welded to the columns. A concrete slab of 500 × 65 mm was cast for a length of 920 mm on each beam side. The slab-beam connection is designed rigid, using one row of shear connectors welded to the beam flange every 75 mm. Due to the size limitation for headed studs, M10 high strength bolts with 40 mm length are used. The slab is designed to increase the beam strength, M_p, of the bare steel section by 30% and the bending stiffness by 80% under a positive bending moment. The out-of-plane displacement of the specimen is restrained at Column 1 and 3 using two restrainers. The specimen is subjected to a quasi-static loading using two hydraulic jacks: Jack 1 with a 500 kN capacity is connected to Column 1 and Jack 2 with a 200 kN capacity is connected to Column 3. Jack 1 is displacement controlled, while Jack 2 automatically applies an equal but opposite in sign force.

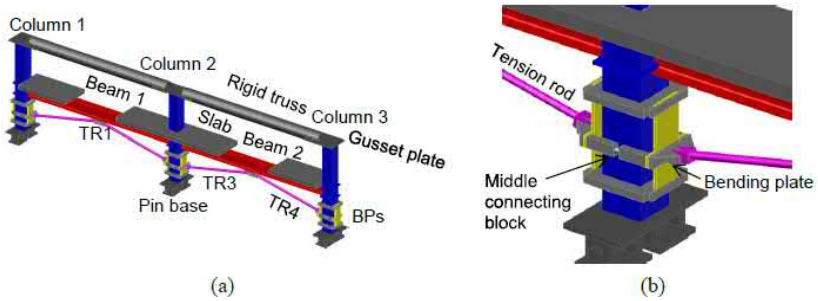


Fig. 7. Test specimen; a) 3D isometric view; b) internal MDAD

Table 1. Plate thicknesses for phase targets

	Phase A	Phase B	Phase C	Phase D
Drift [%]	0.75	3.0	3.5	4.0
Design targets	-15% M_y^+	-20% θ_p^+	-0% V	> 80% $V_{bare,max}$
Design Plate [mm]	10	12	16	16
Plate tested [mm]	12	12	12	16

Table 2. Material properties

	σ_y [MPa]	σ_u [MPa]	E [MPa]
Flange	301	423	203,000
Web	372	441	204,000
Slab	24	32	24,808
Bending plate	311	450	217,000

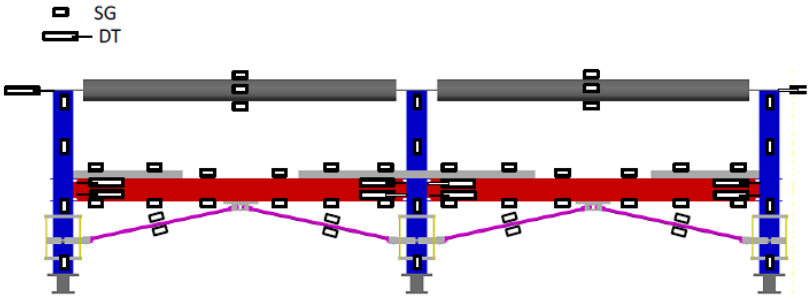


Fig. 8. Mesurement system

Fig. 7(b) shows the internal column and connection retrofitted with the MDAD. The bending plates are bolt-connected at the edges to a rectangular frame comprised of four spacing plates that are firmly attached on the column. The plates are constrained to sustain the same horizontal deformation by the mid-connector. The tension rods are pin connected to the bending plates. The connection between the tension rods and the beam bottom flanges is made by a clevis with a slotted hole that allows the rods to slide, thus avoiding compression.

Table 1 summarizes the design drift, target local parameters, and the thicknesses of the bending plates required for each phase, computed based on the proposed design procedure. The MDAD retrofitting system is installed at all the columns, 400 mm below the beam center line. It was chosen to use two sets of bending plates. The bending plate is 12 mm thick and 240 × 375 mm for Phases A to C, and 16 mm thick and 240 × 375 mm for Phase D. The diameter and length of the tension rods are 30 and 1,245 mm, respectively. Table 2 summarizes the material properties of the beam web and flange, concrete, and bending plate, as obtained from coupon tests.

4.2 Measurement System

The strain gauges (SG) and displacement transducers (DT) are installed as illustrated in Fig. 8. The strain gauges are used to calculate the forces in the elements composing the specimen. Eight strain gauges are attached to each column, four above and four below the beam, at the front and back column faces. The columns are designed to remain elastic during the entire test, so the strain responses are used to calculate the shear and moment along with the elements. The same procedure is used for the beams in the elastic range. The strain gauges are attached to six sections along the beams: four inside the composite section length and two outside. The neutral axes at the composite sections are estimated, and the progress of concrete slab cracking is evaluated. Two displacement transducers are installed at the top of Column 1 and 3 to measure the displacement of the external columns and the story drift. Eight displacement transducers are installed at the beam ends to estimate the beam end rotation.

4.3 Loading Protocol and Retrofitting Installations

Fig. 9 presents the loading protocol used in the test. The protocol was designed to evaluate the effects of the retrofit at each phase. In Phase A, the 0.5% and 0.75% loading cycles were repeated in both the bare and retrofitted configurations to estimate the positive moment reduction at the beam ends, the increment in the frame stiffness, and the delay of yielding. In Phase B, the loading cycles of 1.0% and 1.5% story drifts were repeated first on the bare specimen and then on the retrofitted specimen to evaluate the postyielding stiffness of the frame, the maximum lateral strength, and the fracture delay. The cyclic loading continued on the retrofitted specimen until the first fracture occurred at the first loading cycle of 3.0% story drift as expected by design. Phase B ended after the fracture.

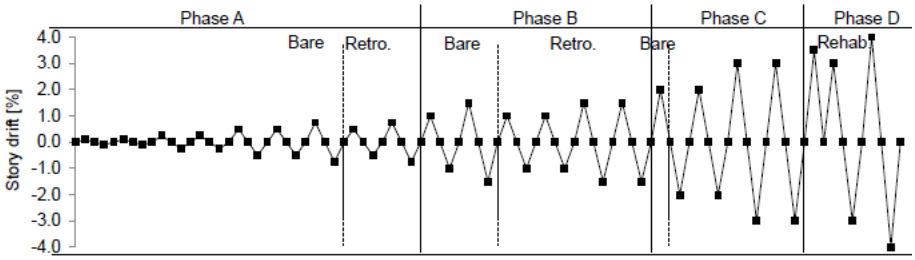


Fig. 9. Loading protocol

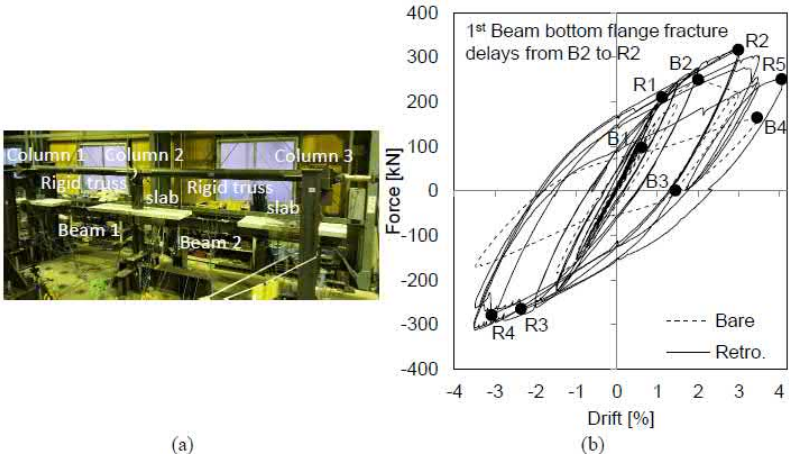


Fig. 10. Overall behavior; a) test frame before retrofit; b) frame hysteresis behavior

The retrofit system was removed, and the specimen was loaded for a half cycle from the residual drift to 3.5% story drift to evaluate the residual lateral strength with one out of four beam ends fractured. Then, the retrofit system for Phase C was reinstalled, and the loading was continued until the lateral force was reduced below 80% of the maximum value. Finally, Phase D loading started with the residual drift after the half cycle of the bare configuration. The bending plates were replaced, and the loading was continued until 4.0% story drift.

5 TEST RESULTS

5.1 Overall Behavior

The retrofitted frame demonstrated stable behavior until the end of loading. Fig. 10 shows the specimen and the hysteresis behavior of the frame in terms of the drift and lateral strength relationship. Table 3 summarizes the primary parameters in the hysteresis behaviors of the bare and retrofit configurations. The elastic stiffness and the yielding strength in Phase A increased by 15%. In Phase B, the postyielding stiffness increased by 46% due to the delay of the yielding of each single beam end in conjunction with the stiffness added by the MDAD. The maximum lateral strength of the retrofitted frame was 320 kN, which is 28% larger than that of the original frame. In Phase D, the residual stiffness and strength increased by 23% and 52%, respectively, by rehabilitating the damaged frame.

Table 4 lists the main loading points during the tests. The letters B and R indicate the bare and retrofitted configuration, respectively. Note that in Phase A and B the retrofitted configuration was tested, with some damage occurring during the testing of the bare configuration. In the bare configuration (B1), the first yielding occurred at the bottom flange of B1L at 0.5% story drift. In the retrofit configuration, all the beam ends yielded at 1.0% story drift (R1). In Phase B and C, the first and second fractures in the retrofit configuration occurred at 3.0% and 3.5% story drifts, respectively (R2, R3). For the Phase D validation, the residual strength was obtained and compared only in the positive loading direction (B3 and R5) because the retrofit system failed during the negative loading cycle of the 3.5% story drift. The bolt connecting the bending plates to the mid-connector at the external Column 3 yielded. The failure of the retrofit system caused a drop in the force sustained by the tension rod and consequently a drop in the lateral strength in the specimen.

The global phase targets were achieved in the test, confirming the validity of the multiple-damage state retrofit design procedure for improving the overall response of a steel MRF by controlling the local response parameters. The details of the local parameters at each phase are discussed in the following sections.

Table 3. Overall frame behavior

	Bare	Retrofit	ratio
Elastic stiffness [kN/mm]	9.6	11.0	1.15
Yielding force [kN]	119	136	1.14
Second stiffness [kN/mm]	5.0	7.3	1.46
Maximum strength [kN]	250	320	1.28
Residual stiffness with fracture [kN/mm]	7.3	9.0	1.23
Residual strength with fracture [kN]	165	250	1.52

Table 4. Main loading points during test

Number	Phase	Loading Cycle (Drift)	Event
B1	A	0.50%	First beam end yielding (B1L, bottom)
R1	A to B	1.00%	Four beam ends yielding
R2	B to C	3.00%	First fracture (B2L, bottom)
B2	B	2.00%	Bare frame 1st fracture
B3	C	1.65%	Residual drift
R3	C	-3.50%	Second fracture (B1L, top)
R4	D	-3.50%	MDAD failure (TR4)
B4	D	3.50%	Residual capacity
R5	D	4.00%	Recovered capacity

5.2 Phase A Results

In the Design Phase A, the global target of delaying the yielding from 0.5% to 0.75% story drift was achieved. Fig. 11(a) shows the lateral force–story drift relationship of the frame and presents a 15% increase in the frame stiffness. Fig. 11(b) shows the positive moment–story drift relationship at B1L, which corresponds to Fig. 3(c). The bending moment was reduced successfully by the retrofit. Table 5 summarizes the local parameters. At 0.75% story drift, the positive moment at B1L and the left end of Beam 2 (B2L) were reduced by 14% and 18%, respectively, satisfying the design target of a 15% reduction. The effect of composite action by the floor slab varied by the beam ends, i.e., the composite factor *k* was 2.3 and 1.9, respectively. In summary, two out of four beam ends yielded at 0.75% story drift and the other beam ends yielded at 1.0% story drift. The further delay in the yielding was due to the use of 12-mm thick bending plates instead of the 9-mm thick plates required from the design procedure.

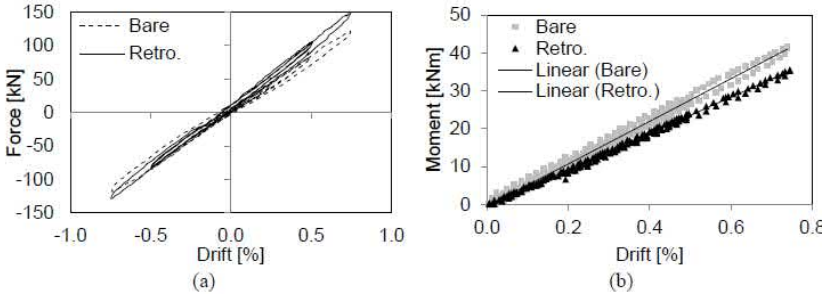


Fig. 11. Phase A; a) frame hysteresis behavior; b) positive moment reduction at B1L

Table 5. Phase A: beam rotational stiffness and strength

Target 15%		K^+ [kNm/rad]	K^- [kNm/rad]	k	M^+ [kNm]		Reduction
drift (%)	section				Bare	MDAD	(%)
0.75	B1L	15,979	8,284	2.3	41	35	14
	B2L	20,922	9,063	1.9	33	27	18

the retrofit. Table 5 summarizes the local parameters. At 0.75% story drift, the positive moment at B1L and the left end of Beam 2 (B2L) were reduced by 14% and 18%, respectively, satisfying the design target of a 15% reduction. The effect of composite action by the floor slab varied by the beam ends, i.e., the composite factor *k* was 2.3 and 1.9, respectively. In summary, two out of four beam ends yielded at 0.75% story drift and the other beam ends yielded at 1.0% story drift. The further delay in the yielding was due to the use of 12-mm thick bending plates instead of the 9-mm thick plates required from the design procedure.

5.3 Phase B Results

In Design Phase B, the global target of delaying the fracture from 2.0% to 3.0% story drift was achieved. The first fracture occurred at 3.0% story drift at the bottom flange of B2L, as expected from the loading protocol. The second fracture occurred at the first loading cycle of −3.5% story drift at the top flange of the left end of B1. The observed fracture sequence is important for evaluating the effects of the retrofit system to the beam ends. Fig. 12(a) shows the hysteresis behavior of the frame in the bare and retrofitted configurations during 1.0% and 1.5% loading cycles. The figure shows a clear difference in the postyielding stiffness after 0.75% story drift. Fig. 12(b) shows the

relationship between the story drift and the positive plastic rotation at B1R. This plot corresponds to the concept shown in Fig. 4(c).

Table 6. Frame stiffness

Drift [%]	Configuration	K [kN/mm]	Ratio	K_{sec} [kN/mm]	Ratio
1.0	Bare	9.9	–	–	–
	Retrofit	9.4	0.95	–	–
-1.0	Bare	9.9	–	–	–
	Retrofit	9.5	0.97	–	–
+1.5	Bare	10.0	–	5.0	–
	Retrofit	8.7	0.87	7.3	1.45
-1.5	Bare	8.9	–	5.5	-
	Retrofit	7.9	0.88	7.5	1.36

Table 6 summarizes the elastic and postyielding stiffnesses of the specimen. The elastic stiffness identified during the 1.0% cycles in the two configurations were similar with a difference of 5%; however, after yielding, the difference increased to around 10% due to the increased damage after the 1.5% loading cycle for the bare configuration. The difference in the postyielding stiffness was around 45%. The stiffness provided by the MDADs improved the postyielding stiffness of the frame to a value almost equal the elastic stiffness until 1.5% story drift.

Table 7. Plastic rotation

Drift	section	θ_p [rad]			$\Sigma\theta_p/\theta_y$		
		Bare	MDAD	Red.	Bare	MDAD	Red.
1.5%	B1L	0.0070	0.0057	19%	11.0	7.7	30%
-1.5%	B1R	0.0030	0.0025	17%	7.3	5.7	22%

Table 7 summarizes the plastic rotation at the right and left ends of B1. The rotation of the left side is larger than the right side due to the different stiffness between the internal and external joints. At 1.5% story drift, the average positive plastic rotation reduction was 19%, a value close to the local target of 20%. The plastic demand is shown as the ratio between the cumulative plastic rotation and the yielding rotation, with the average reduction between the two beam ends due to the MDAD being 26%.

Table 8. Concrete crack width

Drift [%]	Bare [mm]	Retrofitted [mm]	Reduction [%]
-0.75	0.60	0.26	43
-1.0	0.63	0.42	67
-1.5	0.72	0.51	71

Table 8 shows the crack width in the concrete slab measured at the B2L side approximately 200 mm away from the Column 2 face. The crack width decreased due to the retrofit, with the reduction increasing from 43% to 71% as the story drift increased. The reduction indicates the decrease of the rotation of the beam ends and the beam curvature near the beam-column connections.

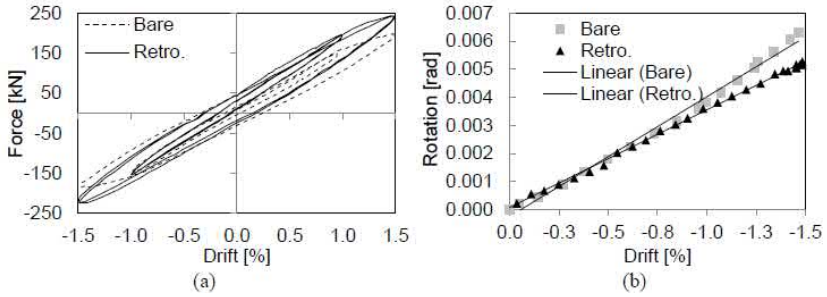


Fig. 12. Phase B; a) frame hysteresis behavior; b) positive plastic rotation

5.4 Phase C Results

Fig. 13 shows the hysteresis behavior of the retrofitted configuration during the loading cycle of 3.0% and 3.5% story drifts. The 3.5% cycle of the bare frame is added for comparison, including the same number of fractures as the retrofitted frame. The first fracture occurred at B2L during the first cycle of the 3.0% story drift. The force in tension rod 3 increased by 20% to compensate for the fracture at the bottom flange. Due to the backup strength mechanism provided by the MDAD, the frame lateral strength remained at 350 kN even after beam fracture. The strength deterioration started when multiple beam fractures occurred after reaching the loading cycle of 3.5% story drift. The frame capacity at the end of the phase was 270 kN, 23% lower than the design value of 350 kN. The capacity was lower than the design value due to the 12-mm thick plate used in Phase C instead of the 16 mm required by the design procedure. According to the design equation of Phase C, the use of a 12-mm thick plate targets a lateral strength reduction of 15% or 297 kN, close to the reduction observed at a 3.5% drift.

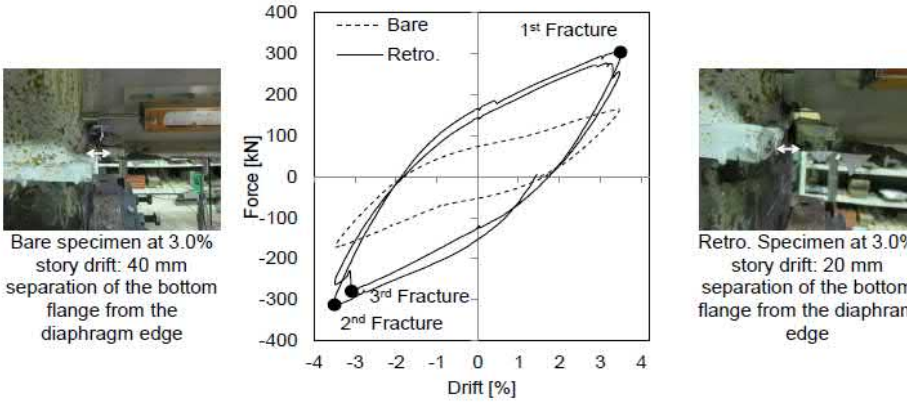


Fig. 13. Frame hysteresis behavior in phase C

Under large displacement, the beam bottom flanges are expected to suffer local damage under negative bending, in addition to the further negative moment applied by the retrofit system. During the test, however, no local buckling was detected. This phenomenon is due to the horizontal component of the MDAD force, $F_d \cos\alpha$, which acts as a concentrated force applied at the middle of the beam

length in the clevis connecting the beam to the tension rod. This force is always opposite to the direction of the external load adding compression to the bottom flange of the beam section under positive bending and tension to the bottom flange of the section under negative bending. The tensile force reduces the compression at the bottom flange, thus delaying the onset of local buckling.

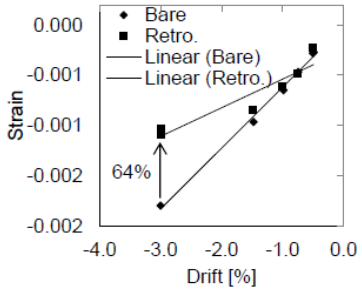


Fig. 14. Axial strain reduction at the beam end bottom flange under negative bending moment (B1L)

Fig. 14 shows the B1L bottom flange strain under negative moment in the bare and retrofitted configurations. The strain values are similar in the early stage, however, after yielding, the strain under compression at the bottom flange starts to reduce significantly with the retrofit system. In the retrofitted configuration, at −3.0% story drift, the strain in the bottom flange under negative moment is 64% of the strain in the bare configuration.

5.5 Phase D Results

Fig. 15 shows the force–story drift relationship before and after the rehabilitation using the 16-mm thick bending plates. At the design target drift of 3.5%, the bare frame sustained only 165 kN, 66% of the maximum lateral strength.

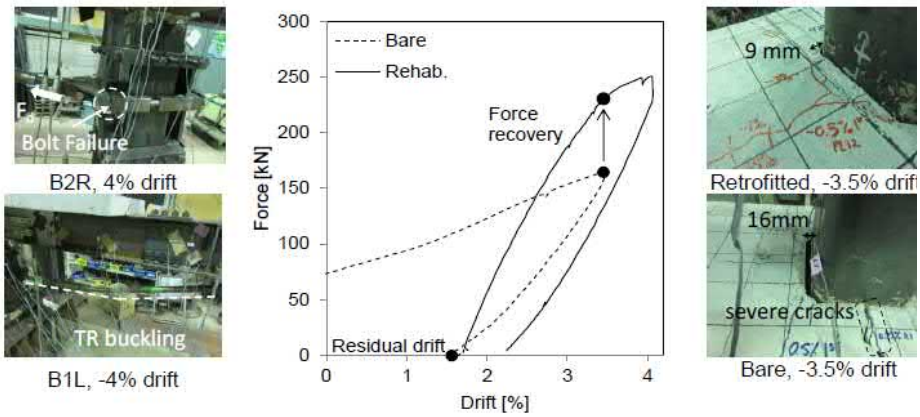


Fig. 15. Frame hysteresis behavior in phase D

The rehabilitated frame sustained 233 kN, 93% of the bare frame's maximum lateral strength, achieving the design rehabilitation target for the lateral strength of over 80% of the bare maximum lateral strength. The frame strength with the retrofit increased until 4.0% story drift and reached

250 kN, which is 100% of the bare lateral strength. The ultimate capacity of the rehabilitated configuration was not identified due to bolt failure in the MDAD.
The frame stiffness between the bare, retrofit, and rehabilitated configurations are compared in

Table 9. Phase D stifness comparison

Frame condition	K [kN/mm]	$(K_{elastic}-K)/K_{elastic}$ [%]
Bare - elastic	9.59	0.0
Bare - 1th fracture	8.15	15.0
Bare - 3rd fractures	4.99	52.0
Rehabilitated - 1st fracture	9.20	4.2
Rehabilitated - 3th fractures	9.00	6.3

Table 9. The bare frame stiffnes decreased by 15% after the first fracture and by almost 50% after three out of four beam-end fractures. The stiffness reduction in the rehabilitated frame was only 4.2% and 6.3% of the elastic value with one and three out of four beam-end fractures, respectively. At this point, the retrofit system provided most of the lateral strength. At 3.5% story drift, the slab separation from the column face was 16 mm for the bare configuration while in the rehabilitated configuration, the separation was 9 mm. A similar reduction was observed for the crack openings in the concrete slab.
Two failure mechanisms of the retrofit system elements were observed during the ultimate stage of the frame test: buckling of the external tension rods (TR1 and TR4) due to the ratcheting behavior and yielding of the bolt connecting the bending plate to the mid-connector in TR4. While the pins connecting the end of the tension rods and the clevis were designed to slide in the slotted hole, the vertical component of the retrofitting force, $F_d \sin \alpha$, in creased the friction in the slotted hole and restrained the smooth movement of the pins. Additionally, the sudden failure of the bolt
in the mid-connector (TR4) was observed. Both failures occurred at a story drift larger than those considered in the design; however, the failure mechanism can be improved in the design stage of the MDAD elements and connections. This is a subject of future study.

6 CONCLUSIONS

The proposed multiple-damage state retrofit procedure aims to advance the retrofitting of steel moment-resisting frames by giving more attention to the behavior of the composite beams. The procedure focuses on the retrofitting of the beam ends, considered critical parts of a frame during a seismic event. Three damage states experienced by the beam end are evaluated: yielding, fracture, and postfracture. The goal is to control both the local beam end and the global frame responses to effectively satisfy the corresponding performance levels. The retrofit design also includes a rehabilitation phase for a temporary and rapid recovery of the frame performance after a significant seismic event. The design equations that fulfill the aforementioned design methodology were derived for the MDAD. A quasi-static test on a half-scale one-story two-span steel frame retrofitted with the MDADs was conducted to validate the accuracy of the design methodology. The main findings are as follows:

- For each retrofit phase, the subassembly model used to derive the analytical equation that correlates the story drift and local response parameters of the beam end was identified and the design equations derived. The forces required by the MDAD for the retrofitting were obtained by substituting the story drift of interest and the targeted reduction in local response parameters.
- In the verification test, the retrofit system reduced the positive bending moment at the beam ends by 16% in the elastic phase and delayed yielding from 0.5% to 0.75% story drift. In the plastic phase, the MDAD reduced the positive plastic rotation at the beam ends by 17% and

delayed the onset of the beam bottom flange fracture from 2.0% to 3.0% story drift. These improvements were close to the design targets of 15% positive moment reduction and 20% plastic rotation reduction. The frame shear capacity had no reduction even after the first fracture of the beam bottom flange. The start of the stiffness deterioration was delayed from 3.0% to a 3.5% story drift.

- The rehabilitation with a stronger retrofit configuration recovered the shear strength to 96% of the maximum shear capacity. The frame capacity continued to increase until the end of loading. At 4.0% story drift, the retrofitted frame recovered 100% of the shear capacity even with three out of four beam ends fractured.
- While not explicitly considered in the design, other local damage was also reduced by the MDAD. The crack widths in the concrete floor slab were reduced by 60% to 70% at story drifts of 1.0% to 1.5%. The bottom flange strain at the beam ends was reduced by 36% under negative bending, which inherently delayed the initiation of local buckling.

ACKNOWLEDGMENT

The authors would like to gratefully acknowledge the generous support offered by the Japan Iron and Steel Federation. Additional support was provided by JSPS KAKENHI Grant No. 16H06108. The guidance provided by Prof. Yoshiki Ikeda of Kyoto University was invaluable. The support of Yuga Sasaki of Kyoto University in the experimental work is truly appreciated.

REFERENCES

[1] Aristizabal-Ochoa, J. D. 1986. “Disposable Knee Bracing: Improvement in Seismic Design of Steel Frames.” J. Struct. Eng. 112 (7): 1544–1552.
[2] ASCE. 2013. “Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.” ASCE 41-13. Reston, VA: ASCE.
[3] ATC (Applied Technology Council). 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. ATC-40. Redwood City, CA: ATC.
[4] Barroso, L. R., S. E. Breneman, and H. A. Smith. 2002. “Performance evaluation of controlled steel frames under multilevel seismic loads.”
[5] J. Struct. Eng. 128 (11): 1368–1378. https://doi.org/10.1061/(ASCE) 0733-9445(2002)128:11(1368).
[6] Benavent-Climent, A. 2011. “An energy-based method for seismic retrofit of existing frames using hysteretic dampers.” Soil Dyn. Earthquake Eng. 31 (10): 1385–1396. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.05.015.
[7] Chen, S., and Y. C. Chao. 2001. “Effect of composite action on seismic performance of steel moment connections with reduced beam sections.” J. Constr. Steel Res. 57 (4): 417–434.
[8] Chisari, C., and C. Bedon. 2017. “Performance-based design of FRP retrofitting of existing RC frames by means of multi-objective optimisation.”Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata 58 (4): 377–394. https://doi.org/10.4430/bgta0202.
[9] Chung, Y-L., T. Nagae, T. Matsumiya, and M. Nakashima. 2011. “Seismic resistance capacity of beam–column connections in high-rise buildings: E-defense shaking table test.” Earthquake Eng. Struct. Dyn. 40 (6): 605–622. https://doi.org/10.1002/eqe.1037.
[10] FEMA (Federal Emergency Management Agency). 1997. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-273. Washington, DC: FEMA.
[11] FEMA (Federal Emergency Management Agency). 2000. Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings. FEMA-351. Washington, DC: FEMA.

[12] Hariri-Ardebili, M. A., S. Sattar, and H. E. Estekanchi. 2014. “Performance-based seismic assessment of steel frames using endurance time analysis.” Eng. Struct. 69 (2014): 216–234.
[13] Kim, J., and H. Choi. 2006. “Displacement-Based Design of Supplemental Dampers for Seismic Retrofit of a Framed Structure.” J. Struct. Eng. 132 (6): 873–883.
[14] Kurata, M., M. Sato, L. Zhang, O. Lavan, T. Becker, and M. Nakashima. 2016. “Minimal-disturbance seismic rehabilitation of steel moment-resisting frames using light-weight steel elements.” Earthquake Eng. Struct. Dyn. 45 (3): 383–400. https://doi.org/10.1002/eqe.2662.
[15] Lavan, O., M. Sato, M. Kurata, and L. Zhang. 2017. “Local Deformation Based Design of Minimal-Disturbance Arm Damper for Retrofitting Steel Moment-Resisting Frames.” Earthquake Eng. Struct. Dyn. 46 (9): 1493–1509. https://doi.org/10.1002/eqe.2866.
[16] Leelataviwat, S., P. Doung, E. Junda, and W. Chan-anan. 2017. “Ductile Knee-braced frames for seismic applications.” In Proc., Int. Conf. on Earthquake Engineering and Structural Dynamics, edited by R. Rupakhety, S. Olafsson, and B. Bessason. Cham, Switzerland: Springer.
[17] Leelataviwat, S., B. Suksan, J. Srechai, and P. Warnitchai. 2011. “Seismic design and behavior of ductile knee-braced moment frames.” J. Struct. Eng. 137 (5): 579–588. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X .0000301.
[18] Leon, R. T., J. F. Hajjar, and M. A. Gustafson. 1998. “Seismic response of composite moment-resisting connections. I: Performance.” J. Struct. Eng. 124 (8): 868–876.
[19] Mao, C., J. Ricles, L. Lu, and J. Fischer. 2001. “Effect of local details on ductility of welded moment connections.” J. Struct. Eng. 127 (9): 1036–1044.
[20] Mirzaee, A., and H. E. Estekanchi. 2015. “Performance-based seismic retrofitting of steel frames by the endurance time method.” Earthquake Spectra 31 (1): 383–402. https://doi.org/10.1193/081312EQS262M. Ohata, M., and M. Toyoda. 2004. “Damage concept for evaluating ductile cracking of steel structure subjected to large-scale cyclic straining.” Sci. Technol. Adv. Mater. 5 (1–2): 241–249.
[21] Pellegrino, C., E. Maiorana, and C. Modena. 2009. “FRP strengthening of steel and steel-concrete structures: An analytical approach.” Mater. Struct. 42 (3): 353–363.
[22] Priestley, M. J. N. 2000. “Performance based seismic design.” In Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering. Upper Hutt, New Zealand: New Zealand Society for Earthquake Engineering.
[23] Ricles, J.M., X. Zhang, L. Lu, and J. Fisher. 2004. “Development of seismic guidelines for deep-column steel moment connections. ATLSS National Center for Engineering Research on Advance Technology for Large Structural Systems, ATLSS Rep. No. 04-13. Bethlehem, PA: Advanced
[24] Technology for Large Structural Systems.
[25] Sommerville, P., N. Smith, S. Punyamurthula, and J. Sun. 1997. Development of ground motion time histories for phase II of the FEMA/SAC steel project. SAC Background Document, Rep. No. SAC/BD-97/04. Washington, DC: FEMA.
[26] Suzuki, W., S. Aoi, T. Kunugi, K. Kubo, N. Morikawa, H. Nakamura, T. Kimura, and H. Fujiwara. 2017. “Strong motions observed by K-NET and KiK-net during the 2016 Kumamoto earthquake sequence.” Earth Planets Space 69 (1): 1–12.
[27] Tsai, M. 2012. “A performance-based design approach for retrofitting regular buildings frames with steel braces against sudden column loss.” J. Constr. Steel Res. 77 (2012): 1–11.
[28] Zhang, L., G. Marzano, Y. Sasaki, M. Kurata, and K. Skalomenos. 2018. “Force redistribution of steel moment-resisting frame retrofitted with a minimal disturbance arm damper.” Soil Dyn. Earthquake Eng. 114 (2018): 159–173.

KEYWORDS

Composite steel–concrete beam; Multiple-damage state; Seismic retrofit; Postfracture behavior; Experimental validation.

SISTEMA DI COLONNE ROCKING PER STRUTTURE IN ACCIAIO SISMO-RESILIENTI: UNO STUDIO NUMERICO PRELIMINARE

ROCKING COLUMN SYSTEM FOR SEISMIC RESILIENT STEEL STRUCTURES: A PRELIMINARY NUMERICAL STUDY

Michelle Gualdi,
Andrea Belleri
University of Bergamo
Department of Engineering and Applied Sciences
Bergamo, Italy
michelle.gualdi@unibg.it
andrea.belleri@unibg.it

Fabio Freddi
University College London
Department of Civil, Environmental & Geomatic Engineering
London, UK
f.freddi@ucl.ac.uk

Robert B. Fleischman
University of Arizona
Department of Civil Engineering
Tucson, USA
rfleisch@arizona.edu

ABSTRACT

Building resilience has become a central objective in modern structural engineering, driving the development of innovative seismic design strategies aimed at minimizing damage and enabling rapid post-event recovery. In this context, self-centring rocking systems have attracted growing attention for their ability to limit residual deformations and maintain structural functionality after strong earthquakes. Among these approaches, rocking isolation, where ground-floor rocking columns decouple the superstructure from severe ground motion, represents a particularly promising solution, limiting both displacements and accelerations.

This paper investigates the potential of self-centring rocking steel frames for both new construction and seismic retrofitting. The study focuses on a controlled ground-floor rocking mechanism in which the columns rotate relative to the upper beam. Re-centring is provided by unbonded post-tensioned tendons and energy dissipation is achieved through friction devices.

A design methodology based on analytical formulations is presented and the seismic performance of the system is assessed through numerical analysis of a case study structure. Preliminary results show that the inelastic demands are effectively concentrated in replaceable components, thereby protecting the main structural system from damage. In addition, structural accelerations can be efficiently controlled, contributing to the protection of non-structural components and contents. The proposed solution demonstrates significant potential for improving the seismic resilience of steel structures.

SOMMARIO

La resilienza sismica è un obiettivo centrale nell'ingegneria strutturale moderna, promuovendo lo sviluppo di strategie di progettazione volte a minimizzare i danni e a consentire un rapido ripristino delle funzionalità dopo eventi sismici severi. In questo contesto, i sistemi rocking si sono affermati come una soluzione efficace per raggiungere tali obiettivi. Tra queste soluzioni, il rocking delle colonne al piano terra permette di disaccoppiare la superstruttura dal moto sismico, limitando spostamenti e accelerazioni.
Il presente lavoro analizza l'utilizzo di telai rocking ricentranti in acciaio, potenzialmente applicabili sia a nuove costruzioni sia all'adeguamento sismico di edifici esistenti. Lo studio si concentra sullo sviluppo concettuale e sulla valutazione di un meccanismo rocking controllato al piano terra, in cui le colonne sono libere di ruotare rispetto alla fondazione e alla trave superiore. Il ricentraggio è garantito da barre post-tese non aderenti, mentre la dissipazione di energia è affidata a dispositivi ad attrito. Il lavoro valuta le prestazioni del sistema attraverso analisi numeriche di un caso studio. I risultati preliminari indicano che le richieste inelastiche sono efficacemente concentrate in componenti sostituibili, proteggendo il sistema strutturale principale dal danneggiamento. Inoltre, le accelerazioni possono essere efficacemente controllate, proteggendo le componenti non strutturali e i contenuti. La soluzione proposta mostra un notevole potenziale per il miglioramento della resilienza sismica delle strutture in acciaio.

1 INTRODUZIONE

Le normative sismiche moderne adottano una filosofia di progettazione basata sulla dissipazione di energia tramite la risposta inelastica delle strutture e il danneggiamento controllato di specifici elementi strutturali, con l'obiettivo di garantire la salvaguardia della vita umana durante eventi sismici severi. Sebbene questo approccio consenta di prevenire il collasso globale della struttura, i danni residui agli elementi resistenti possono essere significativi, comportando elevati costi di riparazione, lunghi tempi di inattività e, in molti casi, l'interruzione della funzionalità dell'edificio. Negli ultimi anni, queste criticità hanno evidenziato i limiti di una progettazione orientata esclusivamente alla sicurezza contro il collasso, promuovendo un crescente interesse verso il concetto di resilienza sismica. In questo contesto, oltre alla protezione della vita, assume un ruolo centrale la capacità delle costruzioni di ridurre i danni, mantenere la continuità operativa e garantire un rapido recupero delle funzionalità nel periodo post-terremoto [1, 2].
Per superare tali limitazioni, negli ultimi decenni sono state sviluppate strategie di progettazione volte a ridurre il danneggiamento, con l'obiettivo di controllare la risposta inelastica del sistema strutturale trasferendo la domanda dissipativa dagli elementi strutturali primari a dispositivi dedicati, sostituibili o facilmente riparabili. In questo contesto, i sistemi "rocking" ricentranti hanno ricevuto crescente attenzione grazie alla loro capacità di combinare dissipazione di energia e capacità ricentrante, limitando le deformazioni residue dopo eventi sismici severi.
Questa filosofia progettuale ha origine dal programma di ricerca PRESSS sviluppato da Priestley et al. [3]. Inizialmente focalizzato su strutture prefabbricate in calcestruzzo armato (c.a.), il programma ha dimostrato che connessioni ibride basate sulla combinazione di barre post-tese non

aderenti e dispositivi dissipativi possono sviluppare cicli isteretici stabili a bandiera, caratterizzati da ridotte deformazioni residue. I concetti di rocking e ricentraggio sono stati progressivamente estesi a diverse tipologie strutturali in c.a., incluse strutture intelaiate [4-6] e sistemi a parete [7-11]. Il livello di maturità raggiunto da queste tecnologie è testimoniato dalla loro inclusione in documenti normativi internazionali, quali l'ACI CODE-550.3-13 [12] per i telai ibridi prefabbricati e l'ACI ITG-5.2-09 [13] per le pareti ibride prefabbricate. Inoltre, la fattibilità tecnica di tali soluzioni è stata confermata da numerose applicazioni reali, in particolare in California, dove negli ultimi due decenni sono stati realizzati circa 30 edifici dotati di telai ibridi ricentranti [14]. Parallelamente, tali concetti sono stati progressivamente estesi alle strutture in acciaio. I primi studi su telai in acciaio con cavi post-tesi hanno dimostrato la fattibilità e l'efficacia dei sistemi ricentranti, evidenziandone il potenziale per il controllo del danno e il rapido ripristino della funzionalità post-terremoto [15, 16]. La ricerca si è poi concentrata anche su singoli componenti strutturali, come basi di colonna ricentranti dotate di dispositivi dissipativi ad attrito [17-21].
Un'ulteriore applicazione del concetto di rocking è rappresentata dai sistemi di isolamento rocking, in cui le colonne al piano terra sono progettate per sollevarsi parzialmente dalla fondazione, attivando intenzionalmente un meccanismo di piano debole che consente di disaccoppiare parzialmente la risposta della sovrastruttura dal movimento del terreno. Questo concetto è stato inizialmente studiato nell'ex Unione Sovietica negli anni Ottanta nell'ambito delle cosiddette "kinematic foundations", mediante configurazioni di tipo "rocking podium" caratterizzate da colonne libere di ruotare rispetto alla fondazione. Gli studi preliminari hanno evidenziato l'efficacia delle forze ricentranti generate dai soli carichi gravitazionali nel limitare la trasmissione delle azioni sismiche alla sovrastruttura [22, 23]. A partire da questi sviluppi iniziali, studi più recenti hanno esteso il concetto di isolamento rocking a edifici multipiano in c.a. [24-27]. I risultati ottenuti hanno mostrato che il meccanismo di rocking consente di mitigare efficacemente gli effetti associati ai modi di vibrare superiori, riducendo i drift di interpiano e le accelerazioni di piano. Nonostante i risultati promettenti emersi in letteratura, l'applicazione dei sistemi di isolamento rocking è ancora limitata, in particolare nelle strutture leggere in acciaio.
In questo contesto, il presente lavoro si propone di investigare l'applicazione di colonne rocking ricentranti come strategia di isolamento per edifici leggeri in acciaio. A tal fine, viene presentato un edificio caso studio, la cui risposta sismica è valutata mediante analisi pushover e analisi non lineari time history. I risultati ottenuti permettono di valutare l'efficacia del sistema in termini di riduzione delle forze sismiche trasmesse alla sovrastruttura, contenimento delle domande di spostamento e accelerazione, e capacità ricentrante del sistema, contribuendo allo sviluppo di soluzioni strutturali a basso danneggiamento per edifici in acciaio.

2 COLONNE ROCKING RICENTRANTI

2.1 Descrizione del sistema

Le colonne rocking proposte sono installate al piano terra di un edificio leggero in acciaio. Ciascuna colonna è dotata di interfacce rocking a entrambe le estremità, che consentono il sollevamento controllato e la rotazione della colonna rispetto alla fondazione, come mostrato in Fig. 1. La capacità ricentrante del sistema è garantita da barre post-tese accoppiate a molle a tazza, disposte in serie e in parallelo per ottenere adeguati livelli di resistenza e rigidezza. Questa configurazione consente di sviluppare una risposta forza-spostamento adeguata e di accomodare elevate richieste deformative, preservando la capacità ricentrante del sistema. La dissipazione di energia è affidata a dispositivi ad attrito disposti simmetricamente sulle flange e sull'anima della colonna. Ogni dispositivo è costituito da elementi d'attrito serrati tra piatti in acciaio e la colonna mediante bulloni ad alta resistenza pre-serrati. Il conseguente comportamento rigido-plastico è governato dalla forza di

serraggio applicata e dal coefficiente di attrito delle superfici di contatto, garantendo una dissipazione di energia stabile e ripetibile sotto carichi ciclici.

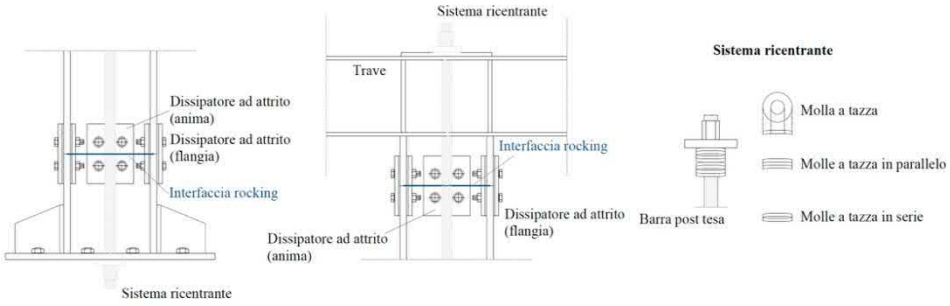


Fig. 1. Dettagli della colonna rocking proposta.

2.2 Approccio di progettazione

La procedura di progettazione proposta per le colonne rocking è finalizzata al controllo delle accelerazioni di piano e dei drift di interpiano. Il processo progettuale inizia con la definizione dell'accelerazione massima di progetto e del drift di progetto, considerati principali parametri di input poiché strettamente correlati alla prevenzione del danno negli elementi non strutturali. La sezione della colonna viene scelta per soddisfare i requisiti di drift al "Damage Limitation State" (DLS), definito secondo l'Eurocodice 8 (EN 1998-1) [28]. I principali parametri geometrici del sistema, tra cui il carico gravitazionale agente sulla colonna, l'altezza della colonna e la lunghezza delle barre post-tese, sono determinati direttamente in base alla geometria dell'edificio. Per garantire la capacità ricentrante del sistema, le barre post-tese e le molle a tazza sono calibrate affinché il momento ricentrante, fornito dall'azione combinata dei carichi gravitazionali e della forza di post-tensione, sia superiore al momento associato ai dissipatori ad attrito, che governano la dissipazione di energia. Inoltre, le barre post-tese sono progettate per rimanere in campo elastico fino al "Collapse Limit State" (CLS), evitando deformazioni permanenti e garantendo il ricentraggio del sistema anche dopo eventi sismici severi. L'approccio progettuale adottato consente quindi di controllare la risposta attraverso un opportuno bilanciamento tra capacità dissipativa e capacità ricentrante, perseguendo gli obiettivi prestazionali tipici delle moderne strutture resilienti a basso danneggiamento.

3 VALUTAZIONE PRELIMINARE DEL SISTEMA SU UN EDIFICIO DI RIFERIMENTO

3.1 Geometria e progetto

La performance del sistema proposto è valutata a partire da un edificio residenziale, caso studio di tre piani con struttura leggera in acciaio, precedentemente presentato in Gualdi et al. [29, 30] e mostrato in Fig. 2. Al piano terra, il sistema strutturale è composto da travi e colonne in acciaio laminato a caldo. In ciascuna direzione, due campate sono dotate di colonne rocking ricentranti, che costituiscono il sistema resistente alle azioni sismiche. Gli elementi non strutturali del piano terra sono dettagliati per accomodare gli spostamenti attesi durante gli eventi sismici. I piani superiori dell'edificio sono progettati come un sistema a telaio "platform frame" realizzato con montanti leggeri in acciaio. Il solaio è formato da travetti con sezione a C (250 mm x 50 mm x 20 mm x 2.5 mm), disposti con interasse di 0.6 m, che sostengono pannelli in cross-laminated timber (CLT) di

spessore 22 mm. Oltre a sostenere i carichi verticali, questi pannelli svolgono la funzione di diaframma di piano. Le pareti portanti, di altezza 2.7 m, sono costituite da montanti in acciaio formato a freddo (100 mm x 50 mm x 20 mm x 1 mm), allineati con i travetti del solaio e collegati alle estremità mediante correnti orizzontali con sezione a C (100 mm x 40 mm x 1 mm). La resistenza alle azioni laterali è affidata a diagonali in acciaio (100 mm x 1 mm) disposti a X. I carichi permanenti sono pari a 0.86 kN/m² per i piani intermedi e 0.70 kN/m² per la copertura, mentre i carichi accidentali sono assunti pari a 2 kN/m².

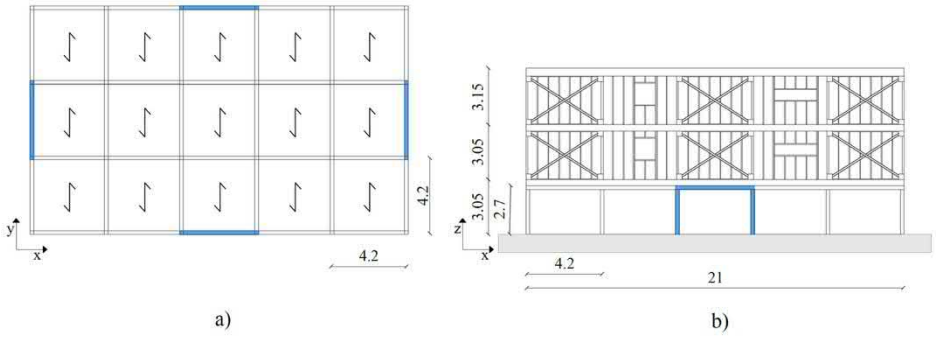


Fig. 2. Geometria dell'edificio caso studio: a) pianta and b) prospetto. Gli elementi campiti in rosso rappresentano il portale con colonne rocking ricentrante [Unità in m].

Per la definizione dello spettro di domanda è stato considerato un sito con $a_g = 0.45g$ e una categoria di sottosuolo di tipo A. Per soddisfare il limite di drift dell'1% allo DLS, per le colonne rocking è stata selezionata una sezione HEB240 in acciaio S275 ($f_y = 275$ MPa, $f_u = 430$ MPa). Anche per la trave superiore è stata adottata una sezione HEB240, per garantire un'adeguata rigidezza flessionale e assicurare il corretto sviluppo del meccanismo rocking delle colonne. Le barre post-tese e i dissipatori ad attrito sono stati progettati per limitare le accelerazioni ai piani superiori a 0.4g e ottenere un drift massimo al primo piano del 4%. Questa strategia progettuale è finalizzata alla protezione dei componenti non strutturali sensibili sia alle accelerazioni sia ai drift ai piani superiori dell'edificio [31, 32]. Sebbene un drift di progetto del 4% superi i limiti convenzionali delle attuali normative per strutture tradizionali, esso è coerente con le elevate prestazioni cinematiche, la capacità di ricentraggio e la filosofia a basso danneggiamento intrinseche del sistema rocking.
Il comportamento rocking del piano terra è controllato da due barre post-tese DYWIDAG di diametro 32 mm ($f_y = 905$ MPa, $f_u = 1050$ MPa), disposte simmetricamente rispetto all'anima della colonna. Ogni barra è accoppiata a un sistema di molle a tazza composto da quattro elementi in serie e quattro in parallelo. Ogni molla ha una rigidezza di 40 kN/mm e una resistenza di 200 kN. Le barre sono post-tese al 60% della tensione di snervamento. Per i dissipatori, le interfacce d'attrito sono costituite da piatti in acciaio di spessore 8 mm, sottoposti a trattamento superficiale. Sulla base delle campagne sperimentali condotte da Cavallaro et al. [33], è stato assunto un coefficiente d'attrito pari a 0.53. Per tutti i dissipatori sono stati utilizzati quattro bulloni M12 di classe 10.9, preserrati con una forza di 30 kN.

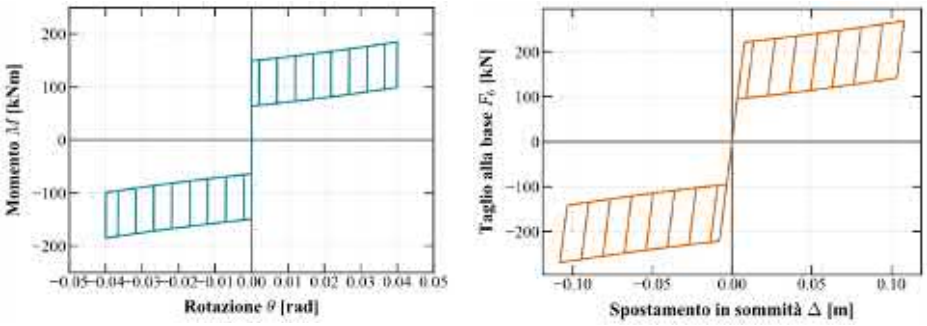
3.2 Modellazione numerica

Per valutare il comportamento del sistema proposto, è stato sviluppato nel software OpenSees [34] un modello agli elementi finiti del telaio rocking ricentrante, costituito da due colonne e dalla trave sommitale. La trave e le colonne sono state modellate con elementi *elasticBeamColumn*. Per la trave è stata adottata una trasformazione geometrica lineare, mentre per le colonne è stata utilizzata

una trasformazione geometrica di tipo P-Delta, per cogliere le non linearità geometriche associate agli spostamenti laterali. Le barre post-tese sono state modellate con elementi *corotTruss* associati al materiale uniassiale *Steel01*, collegate alla trave superiore e vincolate al livello della fondazione. La forza iniziale di post-tensione è stata introdotta tramite il materiale *InitStrain*. Le interfacce rocking tra le colonne e la trave superiore, così come tra le colonne e la fondazione, sono state implementate tramite elementi *elasticBeamColumn* rigidi collegati con molle assiali verticali resistenti alla sola compressione, modellate con il materiale *ENT* a rigidezza elevata. I dissipatori sono stati modellati con elementi *zeroLength* associati al materiale *Steel01*, assumendo un comportamento rigido-plastico ideale per riprodurre la risposta isteretica dei dispositivi dissipativi ad attrito.

3.3 Analisi pushover ciclica

Sulla configurazione progettata è stata eseguita un'analisi pushover ciclica in controllo di spostamento. I carichi gravitazionali sono stati applicati alla sommità delle due colonne, mentre il protocollo di carico adottato prevede cicli di spostamento incrementali corrispondenti a drift target di 0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.025, 0.03, 0.035, e 0.04. La Fig. 3 mostra la risposta ciclica del sistema, caratterizzata da un'elevata rigidezza elastica iniziale, mantenuta fino all'attivazione del meccanismo rocking e al conseguente sollevamento delle colonne. Superata tale soglia, il sistema entra in regime post-elastico, governato principalmente dalla rigidezza rotazionale fornita dalle barre post-tese. I cicli isteretici ottenuti presentano la forma a bandiera tipica dei sistemi rocking, confermando l'efficacia della combinazione tra l'azione ricentrante fornita dalle barre post-tese e la capacità dissipativa dei dispositivi ad attrito.



a) b)

Fig. 3. Risposta ciclica del sistema proposto: a) Momento vs Rotazione della connessione rocking b) Forza vs Spostamento del telaio.

3.3 Analisi dinamica non lineare

Il comportamento dinamico del sistema è stato valutato mediante analisi dinamiche non lineari, applicando alla struttura un set di 30 accelerogrammi naturali selezionati dal database SIMBAD [35] tramite l'applicativo REXEL [36]. Per derivare gli accelerogrammi spettro-compatibili è stato adottato lo spettro elastico di Tipo 1 secondo EN 1998-1 [28] per "Ultimate Limit State" (ULS), con un'accelerazione di picco al suolo pari a 0.45 g e una categoria di sottosuolo di tipo A. La selezione degli accelerogrammi è stata effettuata imponendo una magnitudo compresa tra 4 e 8, una distanza epicentrale inferiore a 60 km e la compatibilità spettrale nel range di periodi compreso tra 0.15 s e 1.5 s. La performance del sistema rocking (RS) è stata confrontata con quella di un telaio

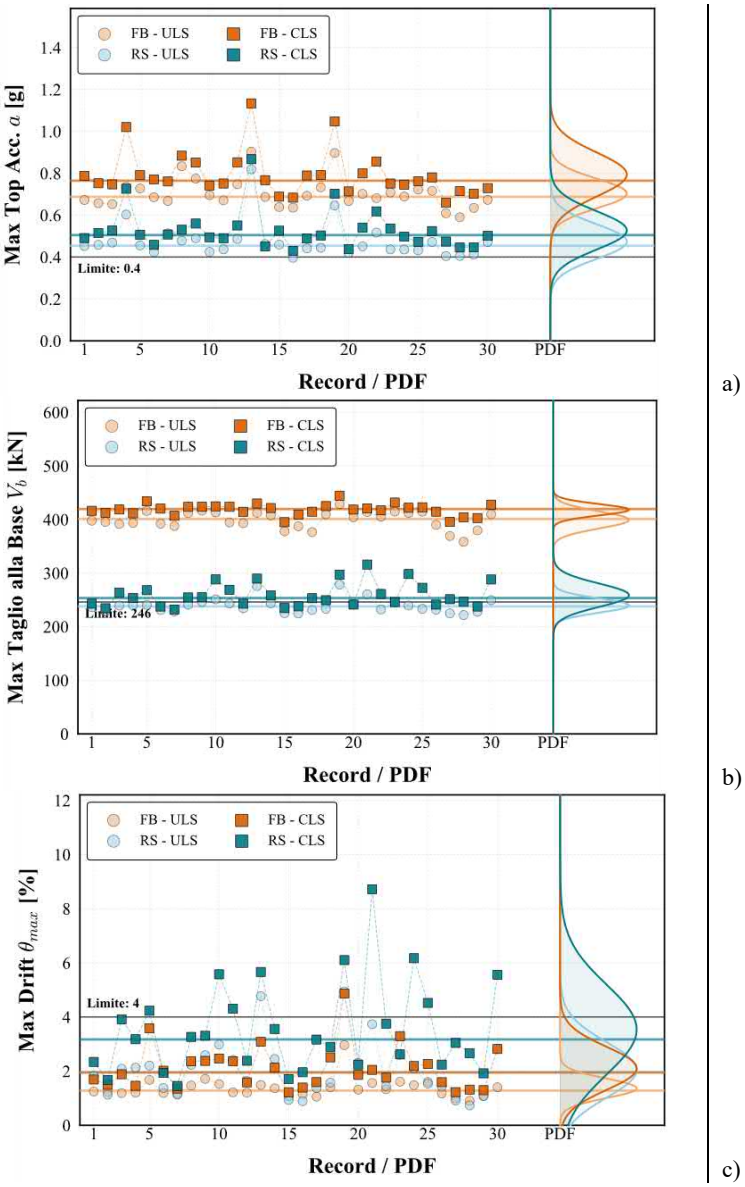


Fig. 4. Risultati massimi delle analisi dinamiche non lineari: a) accelerazione in sommità, b) taglio alla base c) drift con la corrispondente funzione di densità di probabilità (PDF).

a base fissa (FB) costituito da due colonne e una trave con le stesse sezioni del telaio rocking. Nel sistema FB, travi e colonne sono state modellate mediante elementi *forceBeamColumn* con materiale *Steel01*. Per le analisi dinamiche, masse concentrate sono state posizionate alla sommità delle colonne. È stato inoltre adottato uno smorzamento di Rayleigh proporzionale alla massa e alla

rigidezza, assumendo un fattore di smorzamento pari al 2%. Le analisi sono state eseguite con riferimento a ULS e "Collapse Limit State" (CLS), assumendo per quest'ultimo un livello di domanda pari al 150% dello ULS. I valori massimi di accelerazione in sommità, taglio alla base e drift del primo piano ottenuti per i due sistemi ai diversi stati limite sono riportati in Fig. 4. L'efficacia del sistema rocking proposto nel limitare le accelerazioni nella trave superiore e, di conseguenza, ai piani superiori dell'edificio è dimostrata in Fig. 4a. Il sistema tradizionale mostra valori significativamente più elevati, raggiungendo picchi di 1 g a SLC, mentre il sistema rocking mantiene la domanda di accelerazione prossima al target di 0.4 g. La stabilità della risposta conferma che il meccanismo rocking agisce come filtro meccanico, disaccoppiando parzialmente l'edificio dalle accelerazioni del terreno. Una tendenza analoga si osserva anche nel massimo taglio alla base che, come mostrato in Fig. 4b, rimane vicino al valore di progetto per il sistema rocking, evidenziando la capacità delle colonne rocking di limitare le forze trasmesse ai piani superiori. Per quanto riguarda i drift massimi (Fig. 4c), il RS rimane al di sotto del limite del 4% allo SLV, soddisfacendo i criteri di progetto. Come atteso, il telaio FB mostra valori di drift inferiori, non per un migliore comportamento dinamico, ma per la maggiore rigidezza del sistema. Al contrario, il sistema rocking consente deformazioni più elevate ma controllate, mantenendo basse accelerazioni e la capacità ricentrante. I risultati dimostrano quindi che il sistema rocking fornisce una risposta resiliente, controllando efficacemente le accelerazioni e consentendo spostamenti controllati, assicurando la sicurezza strutturale, il comportamento ricentrante e la piena funzionalità post-sisma.

4 CONCLUSIONI

Il presente studio si è concentrato sulla valutazione della performance sismica di una struttura leggera in acciaio dotata di colonne rocking ricentranti al piano terra, finalizzate a incrementare la resilienza dell'edificio. I risultati delle analisi pushover e time-history condotte sul sistema hanno mostrato che la soluzione proposta limita efficacemente le accelerazioni al primo piano e mantiene il drift ai livelli di progetto, garantendo la capacità ricentrante del sistema.
Rispetto a una configurazione tradizionale a base fissa, il sistema rocking si comporta come un filtro meccanico, disaccoppiando la risposta dell'edificio dal movimento del terreno. Le accelerazioni di piano, il taglio alla base e il drift risultano prossimi ai valori target di progetto. La combinazione di barre post-tese e dissipatori ad attrito si dimostra efficace nel fornire capacità ricentrante e dissipazione di energia. Nel complesso, l'implementazione di colonne rocking consente di incrementare la resilienza dell'edificio, assicurando deformazioni controllate, una ridotta domanda di accelerazione e una piena capacità ricentrante, minimizzando così il potenziale danneggiamento agli elementi strutturali e non strutturali. Studi futuri saranno dedicati all'esplorazione di configurazioni alternative, considerando strutture a più piani e l'influenza di ulteriori parametri progettuali sulla risposta del sistema.

RIFERIMENTI

[1] Kam, W. Y., Pampanin, S., Elwood, K., Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering 44, no. 4, 239-278, 2011, https://doi.org/10.5459/bnzsee.44.4.239-278

[2] Bruneau, M., Chang, S., Eguchi, R., Lee, G., O'Rourke, T., Reinhorn, A., Shinozuka, M., Tierney, K., Wallace, W., Winterfeldt, D., A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities, Earthquake Spectra 19, no. 4, 2003, https://doi.org/10.1193/1.1623497

[3] Priestley, M. J. N., Sritharan, S. S., Conley, J. R., Pampanin, S., Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building, PCI Journal 44, no. 6, 42-67, 1999, https://doi.org/10.15554/pcij.11011999.42.67
[4] Pampanin, S., Nigel Priestley, M. J., Sritharan, S., Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections, Journal of Earthquake Engineering 5, no. 3, 329-367, 2001, https://doi.org/10.1080/13632460109350397
[5] Restrepo, J. I., Park, R., Buchanan, A. H., Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings, PCI Journal Volume 40, no. 4, 44-61, 1995, https://doi.org/10.15554/pcij.07011995.44.61
[6] Stanton, J., Stone, W. C., Cheok, G. S., A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions, PCI Journal 42, no. 2, 20–32, 1997, https://doi.org/10.15554/pcij.03011997.20.23
[7] Belleri, A., Schoettler, M. J., Restrepo, J. I., Fleischman, R. B., Dynamic Behavior of Rocking and Hybrid Cantilever walls in Precast Concrete Building, ACI Structural Journal 111, no. 3, 661–672, 2014, https://doi.org/10.14359/51686778
[8] Mpampatsikos, V., Bressanelli, M. E., Belleri, A., Nascimbene, R., A non-dimensional parametric approach for the design of PT tendons and mild steel dissipaters in precast rocking walls, Engineering Structures 212, 110513, 2020.
[9] Holden, T., Restrepo, J., Mander J. B., Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls, Journal of Structural Engineering 129, no. 3, 286-296, 2003.
[10] Schoettler, M.J., Belleri, A., Zhang, D., Restrepo, J.I., Fleishman, R.B., Preliminary results of the shake-table testing for the development of a diaphragm seismic design methodology, PCI Journal 54, no. 1, 100-124, 2009, https://doi.org/10.15554/pcij.01012009.100.124
[11] Labò, S., Marzok, A., Belleri, A., Lavan, O., Bianchessi, M., Sensitivity analysis of double-interface rocking walls with additional hysteretic and viscous dampers. Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE 2024), 30th June – 5th July 2024, Milan, Italy.
[12] American Concrete Institute, Guide to Design and Construction of Precast Concrete Diaphragms, ACI CODE-550.3-13, 2013
[13] American Concrete Institute, Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shell Wall Satisfying ACI ITG-5.1, ACI ITG-5.2-09, 2009
[14] Clark Pacific: Precast Hybrid Frame Projects, Clark Pacific Online Portfolio, 2026, https://www.clarkpacific.com/projects/
[15] Rojas, P., Ricles, J. M., Sause, R., Seismic Performance of Post-tensioned Steel Moment Resisting Frames With Friction Devices, Journal of Structural Engineering 131, no. 4, 529–540, 2005, https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:4(529)
[16] Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 31, no. 5, 1131–1150, 2002.
[17] Freddi, F., Dimopoulos, C. A., Karavasilis, T. L., Rocking damage-free steel column base with friction devices: Design procedure and numerical evaluation, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 46, no. 14, 2281-2300, 2017, https://doi.org/10.1002/eqe.2904
[18] Chi, H., Liu, J., Seismic behavior of post-tensioned column base for steel self-centering moment resisting frame, Journal of Constructional Steel Research 78, 117-130, 2012, https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.07.005
[19] Elettore, E., Freddi, F., Latour, M., & Rizzano, G., Design and analysis of a seismic resilient steel moment resisting frame equipped with damage-free self-centering column bases, Journal of Constructional Steel Research 179, 106543, 2021.
[20] Kamperidis V. C., Karavasilis T. L., Vasdravellis G., Self-centering steel column base with metallic energy dissipation devices, Journal of Constructional Steel Research Vol. 149, 14-30, 2018.

[21] Pieroni, L., Freddi, F., Latour, M., Effective placement of self-centering damage-free connections for seismic-resilient steel moment resisting frames, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 51, no. 5, 1292–1316, 2022, https://doi.org/10.1002/eqe.3615
[22] Uzdin, A. M., Doronin, F. A., Davydova, G. V., Avidon, G. È., Karlina, E. A., Performance analysis of seismic-insulating kinematic foundations on support elements with negative stiffness, Soil Mechanics and Foundation Engineering 46, no. 3, 99–107, 2009, https://doi.org/10.1007/s11204-009-9052-1
[23] Smirnov, V., Eisenberg, J., Vasil'eva, A., Seismic Isolation of Buildings and Historical Monuments. Recent developments in Russia, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada, 2004.
[24] Belleri, A., Labò, S., Marini, A., Biffi, M.A., Vigani, M., Preliminary considerations on the selective weakening of RC columns through rocking systems, Proceedings of XIX Convegno ANIDIS, Tourin, Italy, 2022, https://doi.org/10.1016/j.prostr.2023.01.131
[25] Ríos-García, G., Benavent-Climent, A., New rocking column with control of negative stiffness displacement range and its application to RC frames, Engineering Structures Volume 206, 110133, 2020, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110133
[26] Bantilas, K. E., Kavvadias, I. E., Vasiliadis, L. K., Seismic response of elastic multi degree of freedom oscillators placed on the top of rocking storey, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 50, no. 5, 1315–1333, 2021, https://doi.org/10.1002/eqe.3400
[27] Zaki, M., Zhong, C., Christopoulos, C., Analytical Study on the Predictability of Controlled Rocking Frame and Podium Systems, Earthquake Engineering & Structural Dynamics Volume 54, no. 6, 1558–1578, 2025, https://doi.org/10.1002/eqe.4323
[28] CEN: EN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, 2004.
[29] Gualdi, M., Belleri, A., Marini, A., Labò, S., Rota, L., Preliminary Assessment of Self-centering Rocking Steel Systems for Lightweight Buildings, Proceedings of the 10th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering 2, Rodes, Greece, 2025.
[30] Gualdi M., Belleri A., Marini A., Labò S., Preliminary Assessment of Self-Centring Steel Frame Systems with Energy Dissipation Devices, Procedia Structural Integrity 78, 207-213, 2026.
[31] Bianchi, S., Pampanin, S., Fragility Functions for Architectural Nonstructural Components, Journal of Structural Engineering 148, no. 10, 03122005, 2022.
[32] Federal Emergency Management Agency (FEMA), Hazus Earthquake Model Technical Manual, Washington, DC, 2020.
[33] Cavallaro, G.F., Francavilla, A.B., Latour, M., Piluso, V., Rizzano, G., Cyclic response of low yielding connections using different friction materials, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 114, 404–423, 2018, https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.07.041
[34] McKenna, F., Fenves, G.L., OpenSees Manual, 2013. Available online: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/ Command_Manual.
[35] Smerzini, C., Paolucci, R., SIMBAD: a database with Selected Input Motions for displacement Based Assessment and Design – 3rd release, Research Project DPC – RELUIS 2010-2013, Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano, 2013.
[36] Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E., REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis, Bulletin of Earthquake Engineering 8, 339-362, 2010.

KEYWORDS

Rocking columns, seismic resilience, self-centering steel structures, FE modelling, time-history analysis

L'ADEGUAMENTO STATICO E SISMICO DEL PONTE CADORE SULLA S.S. 51 "DI ALEMAGNA" DOPO 40 ANNI DI VITA

THE STATIC AND SEISMIC RETROFIT OF THE CADORE BRIDGE ON THE S.S. 51 "DI ALEMAGNA" AFTER 40 YEARS OF WORKING

Giorgio Rizzo, Federico Panighel
Enrico Parcianello
Gefyra Engineering s.r.l. STP

Giuseppe Matildi
Valentina Antoniani
Stefano Isani
Matildi+Partners s.r.l.
s.isani@matildi.com

ABSTRACT

The Cadore Bridge was inaugurated in 1985. With its 272-meter span, it crosses the Piave River at a height 180 meters. After 40 years of service, it has shown significant deterioration of many construction details and has inevitably become seismically inadequate in light of evolving building codes.

To address these two critical issues, a comprehensive suite of interventions was designed, constrained by the essential requirement of minimal interference with traffic, which was always maintained on both lanes.

The set of local reinforcements was designed with special attention paid to their durability. Since water percolation was, almost always, the root cause of the degradation, these interventions targeted all support brackets for the orthotropic deck cantilevers and the underlying web sections, as well as the end portions of the box girder near the expansion joints.

The main seismic vulnerability lays in the tall transition piers, 50 m high, and the end of the arch-frame. Since the steel bridge's resistance to horizontal forces was ample, the restraint scheme was modified, placing a longitudinal battery of short-stroke hydraulic dampers at the top of the piers.

The entire intervention was completed in a short timeframe before the start of the XXV Milan-Cortina Winter Olympic Games.

SOMMARIO

Il ponte Cadore è stato inaugurato nel 1985. Con una campata di 272 m attraversa il fiume Piave a 180 m di altezza e dopo 40 anni di esercizio denunciava un degrado di molti particolari costruttivi e non era adeguato alle azioni sismiche contemporanee, più gravose di quelle vigenti al tempo del suo progetto.
Per risolvere questi due aspetti sono stati sviluppati degli interventi specifici informati dalla necessità di minimizzare i disagi al traffico, mantenendo sempre aperte almeno due corsie di marcia sulla strada, priva di alternative utili.
Inoltre, l'insieme di rinforzi è stato definito con attenzione particolare alla loro durabilità. Poiché la maggior parte dei degradi era dovuta alle percolazioni idriche essi sono stati concentrati soprattutto sulle mensole della piastra ortotropa e sulle sezioni terminali di giunti di dilatazione.
La vulnerabilità sismica, invece, era concentrata sulle pile di transizione, alte circa 50 m; essa è stata risolta anche modificando lo schema di vincolo con l'inserimento di una batteria di dissipatori oleodinamici a piccola corsa longitudinali.
L'intero intervento è stato completato in poco tempo per rendere l'opera fruibile prima dell'inizio della XXV Olimpiade invernale di Milano-Cortina.

1 BREVE STORIA DEL PONTE CADORE

Il Ponte Cadore sulla Strada Statale n. 51 "di Alemagna" completa, attraversando il fiume Piave a circa 180 m di altezza, la variante di Perarolo che scorre in sinistra idrografica e comprende anche la Galleria Col di Caralte lunga 1383 m.
All'uscita della galleria, dopo lo svincolo di Caralte si succedono due viadotti in sistema misto lunghi 207 e 243 m, realizzati con travate appoggiate in sistema misto acciaio-calcestruzzo di luce pari a 34 m che, con una curva con raggio di 250 m, portano alla pila P7 dove inizia il grande arco-telaio del Ponte Cadore.
Superato il fiume Piave l'alta pila P8 porta la strada su un aguzzo sperone roccioso con una piccola campata tirante, sempre in sistema misto e luce di soli 20 m, alla quale segue un altro viadotto gemello dei primi e lungo 430 m.

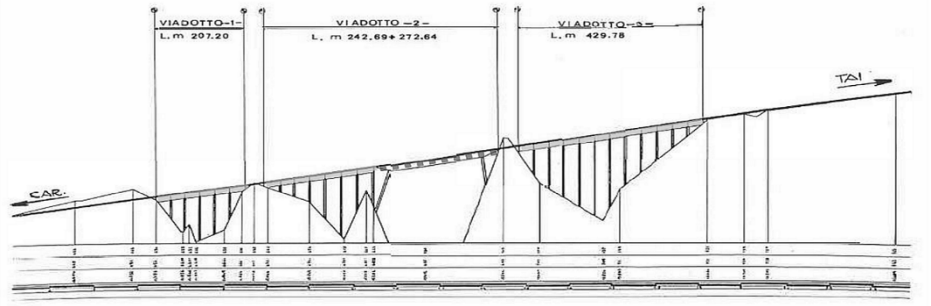


Fig. 1. Il profilo longitudinale del nuovo tracciato

L'altezza sul fondovalle e l'assenza di piani di lavoro che non fossero la sede stradale stessa hanno informato significativamente la realizzazione dell'opera da assemblarsi in spazi ridottissimi con operazioni spettacolari e ardite, anche in considerazione dei mezzi disponibili più di 40 anni fa.
La costruzione è avvenuta nella prima metà degli anni 80 fino alla apertura al traffico nel 1985.

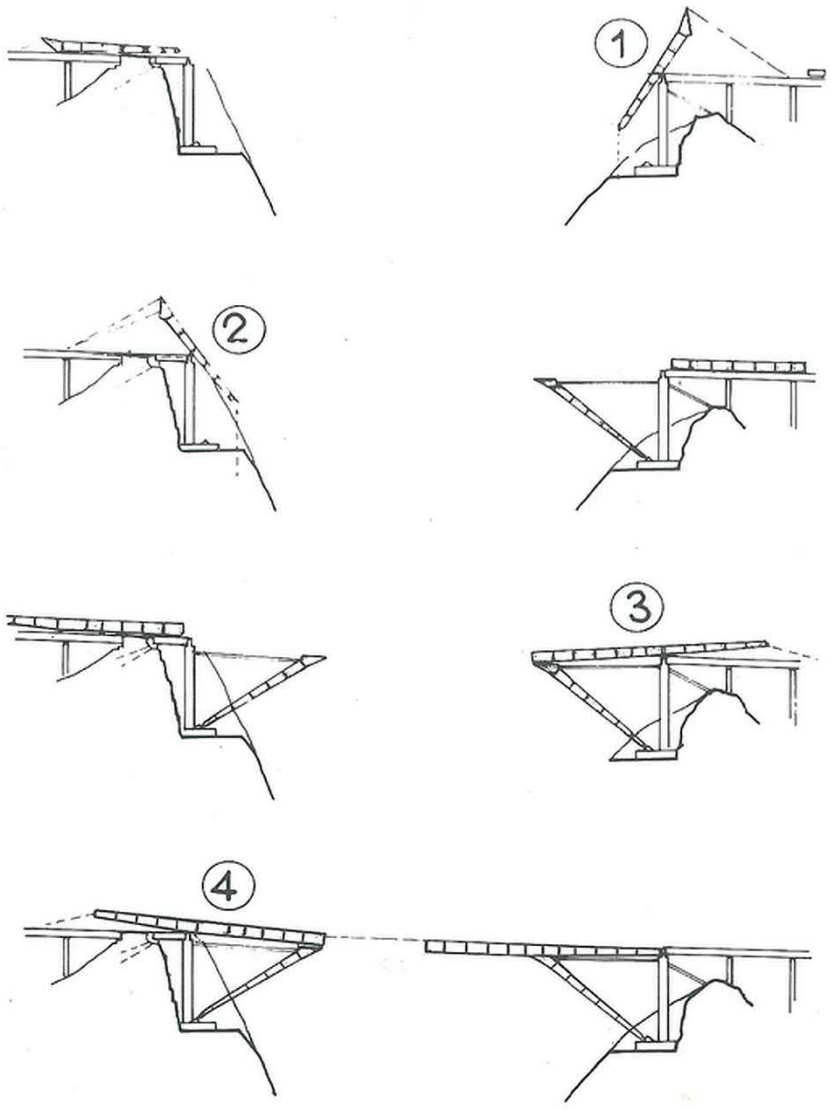


Fig. 2. Le quattro grandi manovre di varo del ponte Cadore

Lo schema ad arco-telaio coniuga, come ben noto, il vantaggio del comportamento spingente dell'arco, favorevole per assorbire le sollecitazioni di grandi luci con ridotto impegno di materiale e con la semplicità dei dettagli costruttivi tipica dei telai, e si adatta ottimamente alle strutture metalliche meno adatte a realizzare le superfici curve tipiche dei migliori ponti in cemento armato, come ad esempio il celebre ponte del Risorgimento a Verona, raro esempio di Pier Luigi Nervi.

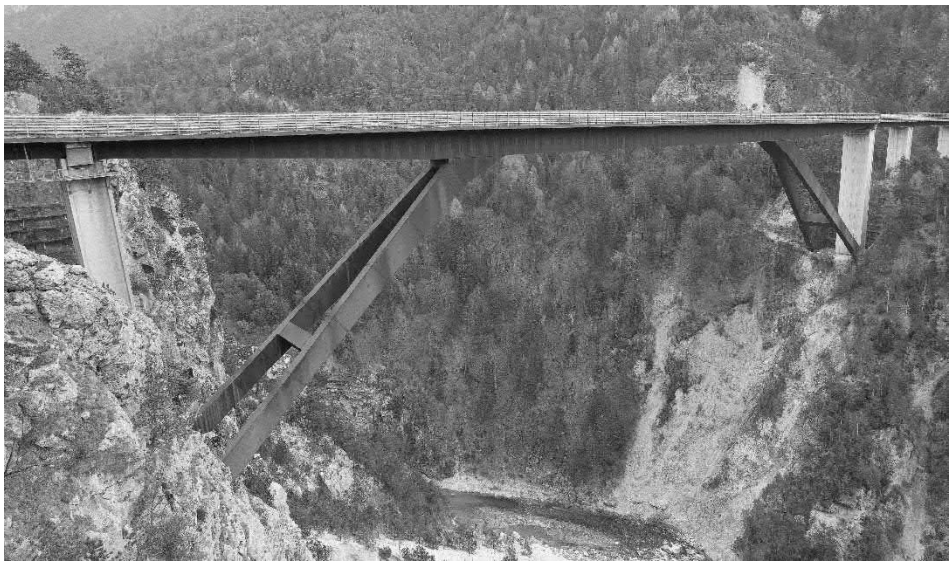


Fig. 3. Il ponte Cadore

2 LO STATO DI FATTO DOPO 40 ANNI DI ESERCIZIO

L'opera è stata oggetto negli anni a vari interventi di manutenzione locale, spesso troppo parziali.
A parte il normale degrado dovuto all'esercizio di un grande ponte metallico in piastra ortotropa posto a 700 m di quota e soggetto all'uso massivo di sali disgelanti, il ponte, calcolato secondo la circolare n.384 del 1962 richiedeva, però, anche un sostanziale adeguamento sismico.
Infine, alcuni dei presidi utilizzati durante il montaggio erano stati lasciati in funzione, pur non risultando più necessari per la stabilità dello schema statico finale in esercizio, creando una inutile superfetazione dei vincoli.
Dal punto di vista meramente statico, tuttavia, la struttura appariva sostanzialmente adeguata; questo aspetto ha destato un poco di stupore vista la sua leggerezza rispetto all'incremento dei carichi variabili, atmosferici e da traffico, ed è stata confermata dai sopralluoghi che hanno testimoniato l'assenza di apprezzabili slivellamenti del piano viario, evenienza spesso frequente nelle piastre ortotrope storiche come il viadotto Rago sulla A2 nella Calabria settentrionale, già oggetto di ripetuti ripristini locali.
La geometria della piastra, infatti, con irrigidimenti longitudinali a piatto con passo di 30 cm poggianti su traversi con passo di 3 m risponde alla migliore pratica costruttiva dell'epoca, prima dell'avvento degli irrigidimenti a canaletta, ed è verificata, oggi, anche secondo le indicazioni dell'EC3 parte seconda che permette, come noto, un dimensionamento geometrico che esclude l'onere di un calcolo esplicito.
Dal punto di vista sismico l'impalcato ad l'arco-telaio appariva intrinsecamente sufficiente, grazie alla sua massa ridotta ed alla geometria con le gambe divaricate alle imposte. Con una frequenza propria trasversale principale di 0.65 Hz ed una azione sismica di riferimento pari a 0.18 g il sisma trasversale non era infatti un problema, pur essendo stato calcolato con un grado di sismicità S=9, cioè a dire con una accelerazione pari a 0.07 g all'inizio degli anni 80.
Dal punto di vista longitudinale, come in tutti gli archi il ponte è assai più rigido e le azioni, pur maggiori, arrivano direttamente in fondazione con effetti minimi sullo stato di sollecitazione. In conseguenza di ciò l'inadeguatezza risiedeva essenzialmente nelle due pile di transizione coi

viadotti di accesso, gravate in testa da un riempimento alto 7 m funzionale allo schema di montaggio, ma con una massa di circa 1000 t paragonabile al peso stesso degli impalcati che vi poggiano sopra; questa soluzione, che oggi appare poco accorta, non era stata valutata come critica all'epoca del progetto per l'irrilevanza della azione sismica vigente, quando, al contrario, il carico verticale era benefico per le azioni "statiche" ribaltanti del vento e della frenatura.
Il degrado delle lamiere era concentrato sulle superfici esposte, in particolare sulle mensole laterali e le anime del cassone, assieme alle sezioni di giunto di dilatazione terminale, come lecito attendersi in presenza di una raccolta acque mai gestita con la necessaria attenzione.

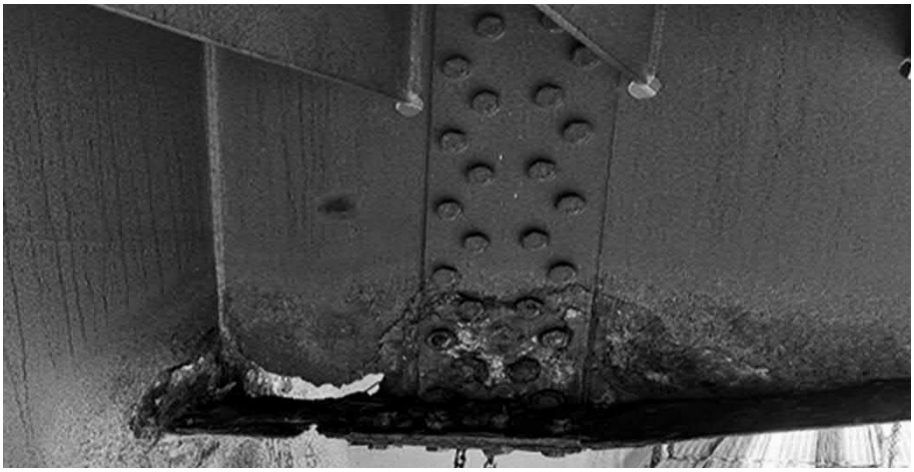


Fig. 4. Il degrado tipico delle mensole esterne



Fig. 5. Il degrado delle sezioni di giunto con la grondaia aggiunta

In verità solo il sopralluogo di dettaglio, effettuato all'esterno grazie alla installazione di un ponteggio continuo, ha permesso di configurarne in dettaglio la tipologia, sovente comandata dalle specificità peculiari dei singoli elementi.
Questo avviene di norma nei ponti metallici, giacché i disegni costruttivi, pur reperiti in buona misura essendo il progetto originale opera dello Studio Matildi che ne possiede copia, non sempre sono sufficienti nella definizione della variabilità della costruzione.
Più facilmente identificabile la situazione interna delle superfici, ben ispezionabili per quanto concerne il cassone di impalcato e assai meno accessibili per quanto riguarda le gambe inclinate di circa 45° per gli spazi assai angusti e densi di diaframmi che le caratterizzano

L'ADEGUAMENTO STATICO

Tutti gli interventi hanno previsto l'inserimento di elementi di modesto peso da movimentare a mano o con carrelli e i collegamenti sono stati effettuati principalmente con bullonatura, di esecuzione più agevole rispetto alla saldatura su una sezione molto deformabile al passaggio dei mezzi pesanti che inducono oscillazioni ben percepibili.
Il primo intervento, realizzato su quasi duecento elementi, ha riguardato il rinforzo delle mensole sulle quali è stata rimossa la piattabanda inferiore sostituita con un piatto verticale irrigidito che non ha una reale funzione statica e pertanto è interrotto prima dell'incastro per precludere la possibilità dei perniciosi ristagni di acqua che hanno distrutto le mensole pristine.
Allo stesso tempo è stato ampliato il giunto di attacco all'anima del cassone che ha sua volta è stata rinforzata localmente, con la sovrapposizione di un piatto, per risarcire la corrosione locale dovuta sempre alle percolazioni non regimentate.

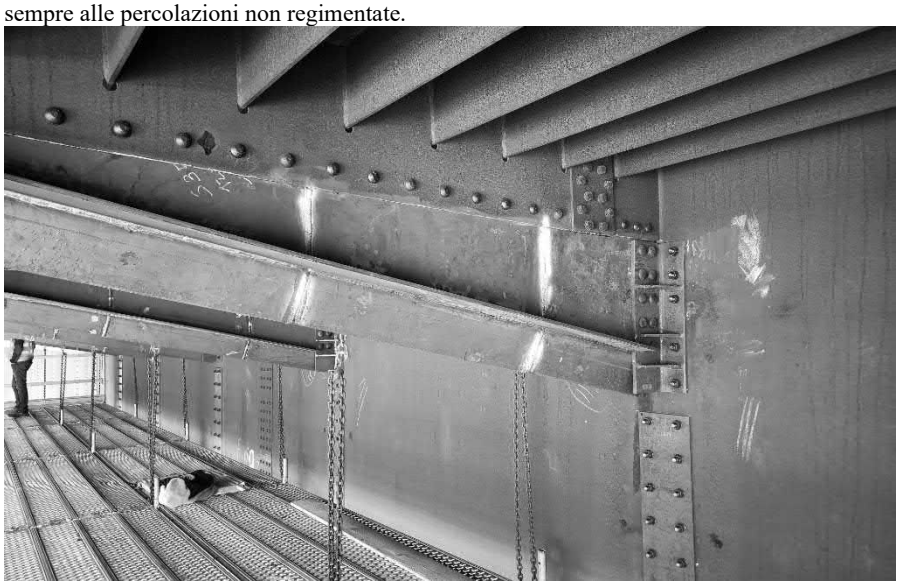


Fig. 6. Il rinforzo delle mensole sul bordo nord-est

La soluzione con ampia capacità di adattamento geometrico è stata unica per tutte le mensole, pur in presenza di varie tipologie di degrado con estensione mutevole; il lato nord-est, ad esempio, meno soggetto a irraggiamento solare era, come ragionevole, in una situazione peggiore del lato sud-ovest e sempre con una diffusione non omogenea lungo lo sviluppo dell'opera.

Il cassone d'impalcato è risultato globalmente adeguato a resistere alle sollecitazioni allo SLU secondo la vigente normativa; al suo interno sono stati pertanto eseguiti interventi minori di inserimento localizzato di piastre saldate per il ripristino degli spessori nelle zone in cui il ristagno d'acqua aveva causato un'iniziale esfoliazione delle lamiere.
Le gambe del puntone sono state rinforzate con l'inserimento di diaframmi aggiuntivi ottenuti con piastre di connessione saldate alle pareti del cassone e angolari bullonati; la riduzione del passo diaframmi da 3 m a 1.5 m ha permesso di aumentare la resistenza all'instabilità locale a pressoflessione, arrivando a soddisfare le verifiche SLU.

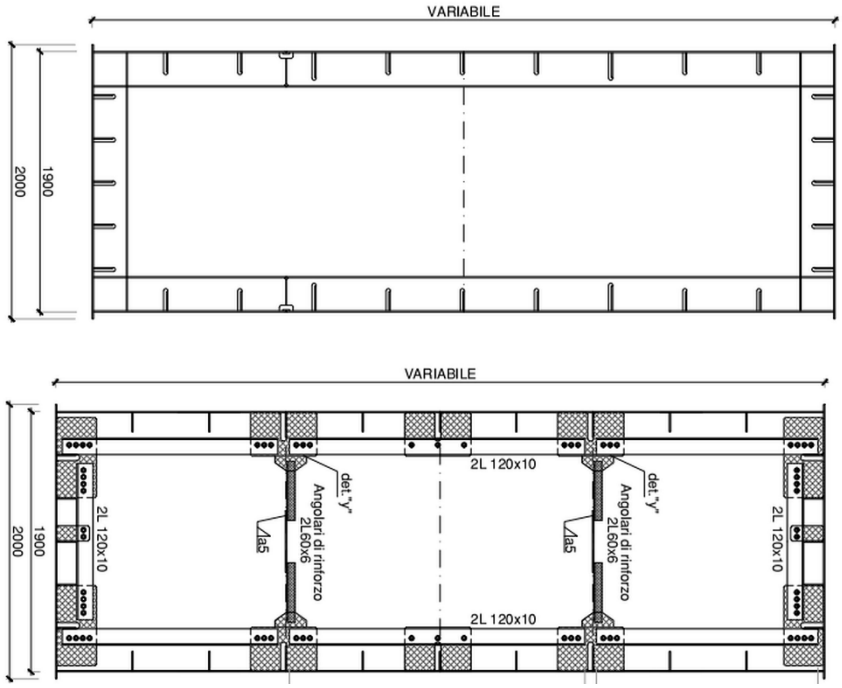


Fig. 7. Sezione del puntone con diaframma originario e diaframma di rinforzo aggiuntivo

L'ADEGUAMENTO SISMICO

L'adeguamento sismico della struttura, come scritto in precedenza, ha richiesto l'incremento della resistenza flessionale delle pile e il loro vincolamento in testa all'arco-telaio, ampiamente capace di scaricare a terra l'azione generata dal terremoto SLV con un plateau di 0.85 g.
In ogni caso, trattandosi di una struttura esistente si è conseguito l'adeguamento col raggiungimento dell'80% della richiesta.
In primis sono stati sbloccati i golfari utilizzati durante il montaggio per trattenere le gambe, non essendo più necessari dopo la chiusura dell'arco telaio, e al contrario forieri di coazioni non facilmente identificabili; la loro funzione secondaria di vincolo verticale, utile nella sola condizione di carico rara, è stata affidata ad appoggi a trazione, anch'essi di nuova installazione e adeguati al sisma trasversale.
Per ovviare alla insufficiente resistenza flessionale delle pile, in seguito, si prevede di inserire della armatura integrativa, facilmente posizionata tra le paraste, o più propriamente negli incavi tra le

lesene presenti sulle superfici essendo quest'ultime elementi più decorativi che strutturali per la loro minima area.
Questa attività non è ancora stata svolta in quanto rientrante in una seconda fase di lavori che coinvolgerà anche l'adeguamento sismico dei viadotti di accesso.

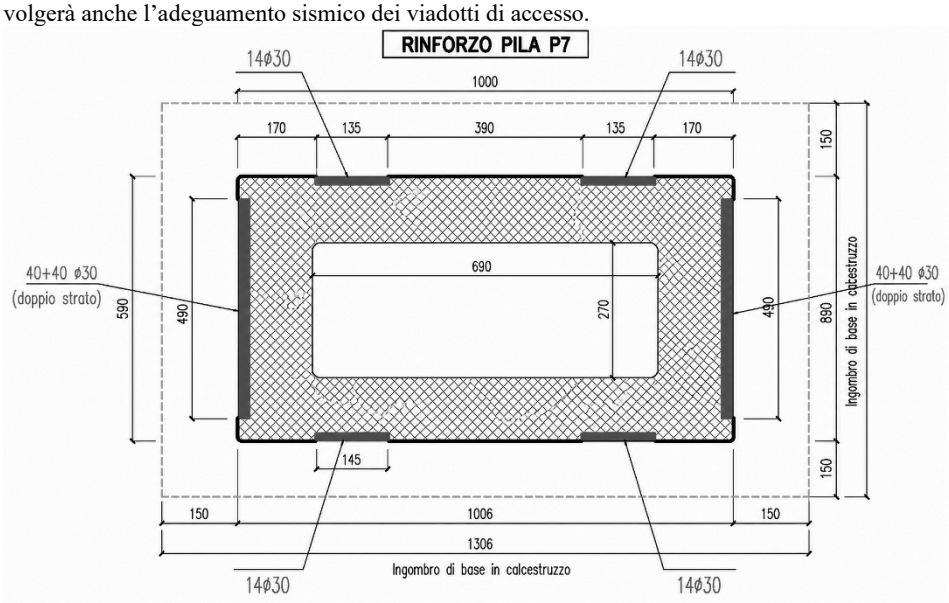


Fig. 8. Il rinforzo flessionale delle pile

Unitamente a tale rinforzo si è provveduto a bloccare sismicamente la pila P7 all'impalcato mentre la pila P8 era già collegata al terreno grazie alla piccola travata, lunga 20 m, usata come tirante durante la rotazione della gamba che spicca dalla fondazione della pila stessa.



Fig. 9. La batteria di 8 dissipatori oleodinamici longitudinali da 150 t su P7

Questa travata tesa e incastrata alla pila ed alla roccia ha permesso di vincolare effi8cacemente la pila P8 in testa.
Sulla pila 7, invece, il collegamento è realizzato con una batteria 8 dispositivi oleodinamici con piccola corsa, circa 60 mm, ed azione di calcolo di 1500 kN cadauno.

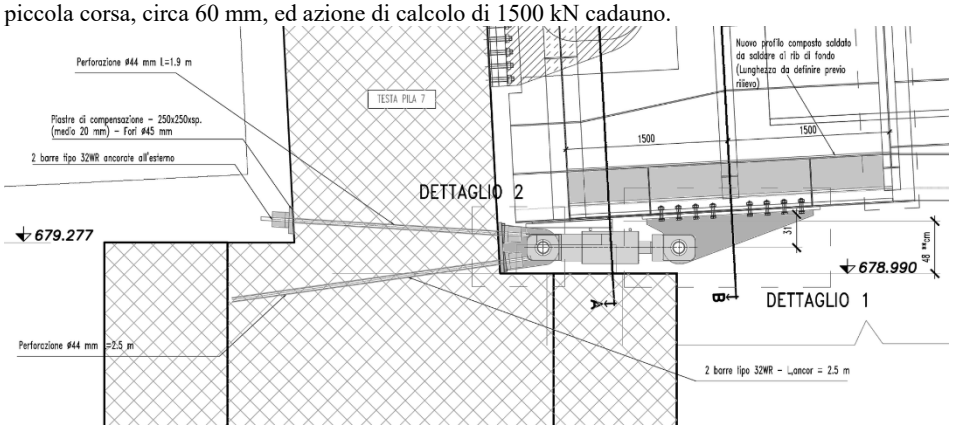


Fig. 10. L'ancoraggio con barre Dywidag e il golfare sbloccato

Il collegamento dei dispositivi alla testa della pila è stato effettuato con coppie di barre Dywidag ϕ40, ciascuno, posizionate con qualche difficoltà per l'esiguità dello spazio disponibile, solo 40 cm di altezza, mentre sul fondo del cassone è stato sufficiente rinforzare gli irrigidimenti e il traverso presenti.

IL CANTIERE

Le operazioni di cantiere hanno dovuto sottostare al vincolo ineludibile generato dalla necessità di mantenere aperte al traffico sempre due corsie di marcia.
Questo è stato possibile grazie alla larghezza della sede stradale, concepita larga 10,5 m per contenere la corsia di arrampicamento necessaria per permettere il sorpasso dei mezzi pesanti rallentati dalla pendenza longitudinale del 5%.
Si è quindi operato prima sul lato di valle e in seconda fase sul lato di monte, con uno spazio di lavoro in estradosso di 3 m protetto da una stesa continua di "New Jersey".
Sulle fiancate del cassone è stato predisposto un ponteggio continuo alto circa 7 m che ha permesso di lavorare anche sul fondo del cassone.
In parallelo il ponteggio è stato posto anche sulle gambe per operare al loro esterno e dentro i quattro cassoni che le costituiscono, con accesso sia dalla base che dalla sommità. L'accesso all'interno è stato garantito anche da nuove botole distribuite lungo lo sviluppo (all'inizio esse erano solo alla base) e rialzate di alcuni centimetri per evitare percolazioni idriche all'interno.
L'accesso al cassone era possibile solo dalla testa della pila P8 grazie ad una passerella installata una decina di anni fa, durante precedenti lavori di manutenzione; questa passerella, raggiungibile dallo sperone roccioso a nord dell'opera appariva in uno stato di degrado avanzato in molti dettagli e priva di un progetto sufficiente per garantirne la fruibilità durante il cantiere ed è stata rinforzata con nuove sospensioni ed un consolidamento del parapetto del tutto inadeguato alle richieste normative.

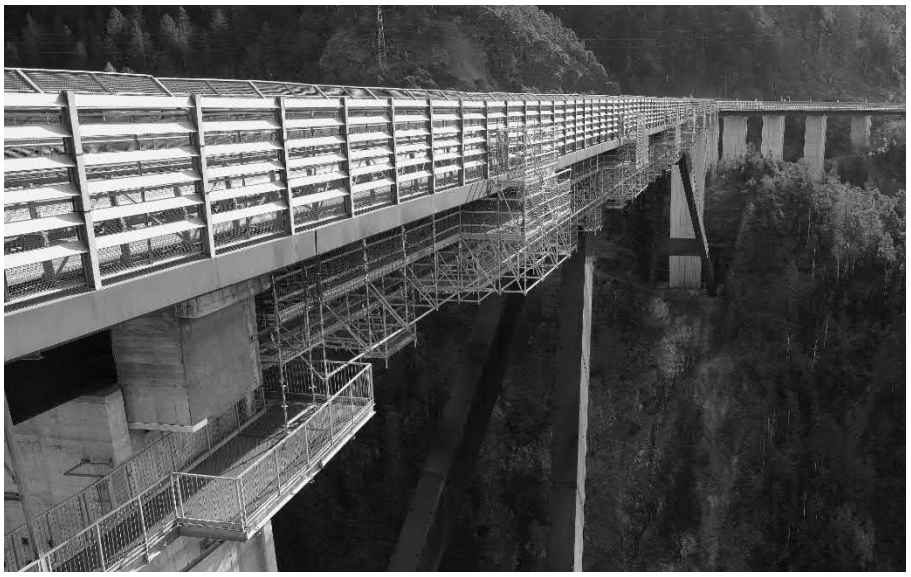


Fig. 11. Il ponteggio di valle del cassone con in primo piano la passerella di accesso al fondo

Un intervento solo apparentemente minore, stante la necessità di permettere alle maestranze di movimentare gli elementi previsti, tra i quali i nuovi dispostivi di vincolo.



Fig. 12. La passerella di accesso al cassone rinforzata

Le nuove botole di accesso alle gambe, diffuse lungo il loro sviluppo con un passo medio di 15 m dettato dalle necessità di lavori interni, sono state configurate rialzate, attribuendo alla lamiera di rinforzo anche la funzione di assorbire le sollecitazioni che passavano attraverso la lamiera rimossa e l'acqua di percolazione è stata intercettata anche da due piattini verticali "a capanna".



Fig. 13. Le botole nelle gambe

CONCLUSIONI

L'intervento sul ponte Cadore rappresenta un esempio, sicuramente interessante, di messa in sicurezza di una grande opera d'arte vecchia di 40 anni ed è una evoluzione di operazioni analoghe già svolte sulle opere gemelle, non solo come tipologia ma anche come mera dimensione, quali il viadotto Platano sul RA05 e il viadotto Sfalassà sulla A2.

Rispetto a quest'ultime affronta anche il tema dell'acciaio "weathering" il cui impiego diffuso negli ultimi 50 anni ha subito inevitabilmente l'ottimismo positivista che si dedica ai nuovi materiali ma oggi ha evidenziato tanti limiti che impongono un nuovo approccio progettuale dei dettagli soggetti alla intrusione dell'acqua ed al suo ristagno.

A parte le nuove necessità strutturali, in fondo limitate in questo caso, è stata proprio l'attenzione a prevenire questi fenomeni di corrosione anche accettabili dopo quasi mezzo secolo ma da risarcire con cura per dare all'opera un periodo di vita utile almeno paragonabile al pregresso ed auspicabilmente maggiore.

Va detto, infatti, che questi fenomeni si rilevano spesso anche su opere, magari, di minore importanza, ma assai più giovani.

Terminati i lavori prima della XXV Olimpiade del febbraio 2026, si prevede di operare sui viadotti di accesso.



Fig. 14. Il viadotto di accesso 2 e sullo sfondo il ponte Cadore, separati dalla pila P7

I tre viadotti sono da adeguare sismicamente e da restaurare per i degradi superificiali del tutto analoghi a quelli del ponte principale. L'adeguamento sismico sarà risolto con una catena cinematica isolata grazie all'inserimento di vincoli a pendolo, assieme al rinforzo delle pile che onteresserà anche le pila 7 e 8 di trnasizione con l'arco-telaio.

KEYWORDS

Historical bridge retrofit, Corrosion, Durability of weathering steel, Arch-frame bridge.

.

PROPOSTA DI UN INDICE DI DANNO PER LA VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA DI LINK CORTI

PROPOSAL OF A DAMAGE INDEX FOR THE ASSESSMENT OF SHORT LINKS

Melina Bosco, Elga Mangiameli, Pier Paolo Rossi
University of Catania
Department of Civil Engineering and Architecture
Catania, Italy
melina.bosco@unict.it, elga.mangiameli@phd.unict.it, pierpaolo.rossi@unict.it

ABSTRACT

The cyclic response of links has been extensively investigated through experimental studies. Early research on short links focused on defining the stiffening requirements needed to prevent out-of-plane web instability. The experimental evidence obtained from these studies led to the provisions regarding the spacing, thickness, and arrangement of stiffeners currently adopted in the Italian Building Code (NTC 2018), first-generation Eurocodes, and AISC specifications.
Subsequent studies, however, highlighted a strong dependence of the rotational capacity of links on the loading protocol employed. Therefore, when assessing the seismic response of existing eccentrically braced frames, link damage and failure should be estimated using damage indices capable of accounting for the entire loading history, rather than relying solely on the maximum plastic deformation demand. In this work, a damage index based on the Coffin–Manson model and Miner's rule is proposed. The index is calibrated through parametric analyses performed on finite element models previously validated against experimental tests available in the literature.

SOMMARIO

La risposta ciclica dei link è stata ampiamente studiata mediante indagini sperimentali. Per i link corti, le prime ricerche si sono concentrate sulla definizione degli irrigidimenti necessari a prevenire l'instabilità fuori piano dell'anima. Le evidenze sperimentali ottenute hanno portato alle indicazioni relative a passo, spessore e disposizione degli irrigidimenti presenti nelle NTC 2018, negli Eurocodici di prima generazione e nelle normative AISC. Studi successivi hanno tuttavia mostrato una forte dipendenza della capacità rotazionale dei link dal protocollo di carico adottato. Di conseguenza, nella valutazione della risposta sismica di telai con controventi eccentrici esistenti risulta opportuno stimare il danneggiamento e la crisi dei link attraverso indici di danno che tengano conto

dell'intera storia di carico, piuttosto che basarsi unicamente sulla massima deformazione plastica richiesta. In questo lavoro si propone un indice di danno fondato sul modello di Coffin-Manson e sulla regola di Miner. L'indice è calibrato mediante analisi parametriche svolte su modelli agli elementi finiti, precedentemente validati tramite confronto con prove sperimentali disponibili in letteratura.

1 INTRODUCTION

Link beams are dissipative members originally used to identify the short segment of beam located between the work points of eccentric braces in eccentrically braced frames.
The key parameter that controls the behavior of links is the mechanical length ρ

$$\rho = e\frac{V_p}{M_p} \tag{1}$$

where e is the geometric length of the link and V_p and M_p are the plastic shear and flexural resistances, respectively. Energy dissipation mainly occurs because of the shear force in short links ($\rho \leq 1.6$), because of the bending moment in long links ($\rho \geq 3.0$ according to EC8, $\rho \geq 2.6$ according to AISC 341-16) and because of the combined effect of shear force and bending moment in links with intermediate mechanical length.
In the literature, many laboratory tests investigated the cyclic response of links with I-shaped cross-section. The first laboratory studies [1]-[4] were mainly intended to define the number of stiffeners and their position to prevent premature local buckling of the web (in the case of short and intermediate links) and local buckling of flanges (in the case of intermediate and long links), thus ensuring a stable hysteretic behavior. Based on the results of these studies, indications regarding the maximum distance between stiffeners and the thickness of stiffeners have been proposed and subsequently included in seismic codes.
In other studies, attention has been focused on other factors affecting the cyclic response of links, such as the link-to-column connections [5]-[6], the loading protocol [7]-[8], the axial load ratio [9] and the presence of a concrete slab [4], [10]. Regarding the loading protocol, it was pointed out that the inelastic rotation capacity of links is very sensitive to the loading protocol. Specifically, it has been shown that the application of the loading protocol reported in the 2002 AISC Seismic Provisions results in low link rotation capacities since this protocol is overly demanding in terms of cumulative plastic rotations. For this reason, a new protocol (included in the current version of AISC Seismic Provisions) has been developed by Richards and Uang [7].
As the rotation capacity of links strongly depends on the loading protocol, the present paper proposes and calibrates a damage index based on the Coffin-Mason model [11]-[12] and Miner's rule [13] to predict damage and identify failure of short links detailed according to the first generation of EC8. The calibration is based on the results of a parametric analysis carried out using a finite element numerical model previously developed and validated by the same authors [14] against laboratory tests available in the literature and carried out by other researchers. Short links are considered here because they are commonly preferred in structural applications due to their high ductility and energy dissipation capacity.

2 NUMERICAL MODEL

Finite element models are developed using ABAQUS 2026. Second-order (quadratic) interpolation hexahedra elements are used (C3D20R elements) to model the link and the transverse stiffeners. Based on a sensitivity analysis, the maximum element size of these elements is set equal to 10 mm. Further, four elements are considered within the thickness of the web, three elements within the thickness of the flanges and two elements within the thickness of the stiffeners. Welds between

links and stiffeners are not explicitly simulated and a surface-based tie constraint is applied. Two reference points are defined at the ending cross-sections of the link. The rotations of these reference points about the x-, y- and z- axes are restrained. At one end of the member, the translational displacements along the x-, y- and z- axes are fixed; at the other end, the displacement along the x-axis is fixed whereas those along the y- and z-axes are free. In particular, the displacement along z-axis is free because no axial restraint is provided. The displacement protocol is applied, along the direction of the y-axis, to the reference point with no restraint on this degree of freedom. Geometric and material nonlinearities are accounted for in the numerical model.
The von Mises yielding criterion is used to identify yielding and a combined isotropic–kinematic hardening law with no strain rate effects is considered as a material model. The isotropic hardening is evaluated by increasing the yield surface size according to the following relationship

$$\sigma^0 = f_y + Q_\infty \left(1 - e^{-b\,\bar{\varepsilon}^{pl}}\right) \tag{2}$$

where f_y is the yield strength, Q_∞ is the maximum change in size of the yield surface, b is the rate at which the size of the yield surface changes and $\bar{\varepsilon}^{pl}$ is the equivalent plastic strain. As suggested in [15], Q_∞ and b are set equal to 80 MPa and 2.0, respectively.
The kinematic component is defined by means of the true stress – true strain values corresponding to the stabilized cycle. Based on the procedure developed by Kaufmann et al. [16], the stabilized cycle is expressed as:

$$\sigma = K\varepsilon^n \tag{3}$$

and the material parameters K and n of Equation have been set equal to 825.1 MPa and 0.18 for steel grade S275 and equal to 1068.9 MPa and 0.20 for steel grade S355 [14].
Laboratory tests show that in short links with web stiffeners, ductile fracture occurs. Such fracture is related to the void nucleation, growth and coalescence [17]. If the dependency on the strain-rate is neglected, the equivalent plastic strains at onset of damage ε_f can be expressed as a function of the triaxial stresses η [18] as

$$\varepsilon_f = \mathrm{VGI}_{\mathrm{critical}}\, e^{-3/2\,\eta} \tag{4}$$

where $\mathrm{VGI}_{\mathrm{critical}}$ is a model parameter that defines the critical value for the relative growth factor. In particular, as suggested in [19], the value of $\mathrm{VGI}_{\mathrm{critical}}$ is set equal to 2.1.
The damage evolution law is defined in terms of the energy required for failure (fracture energy) after the initiation of damage. The fracture energy G_f is calculated based on the monotonic stress-strain curve provided in [16] as

$$G_f = \int_{\varepsilon_f}^{\bar{\varepsilon}_{pl}} L\,\sigma d\bar{\varepsilon}_{pl} \tag{5}$$

where L is the characteristic element length. Since the average mesh size is similar for all the considered specimens, a unique value of G_f is assigned to links characterized by a given steel grade. Specifically, G_f is set equal 267 N/mm for steel grade S275 and 275 N/mm for steel grade S355. A linear softening is considered.

3 PARAMETRIC ANALYSIS

A parametric numerical analysis is performed to evaluate the rotation capacity of short links made of European sections and steel grades. The selected sections are wide flange (HEB and IPE). The links are characterized by a mechanical length in the range from 0.8 to 1.6 and are endowed with

transverse stiffeners in keeping with the provisions of the first generation of Eurocode 8. Each link was analysed twice, considering steel grades S275J2 and S355J2.
The main steps of the procedure that is used to formulate the damage index are summarized here:

- given a section and a value of the mechanical length of the link, the transverse stiffeners are designed according to the provisions of the upcoming version of EC8;
- the numerical models are subjected to loading protocols characterized by cycles at a constant value of the total link rotation angle γ equal to 0.02, 0.04, 0.06, 0.08 or 0.10 rad;
- a predictive relation of the number of half cycles leading to failure is formulated as a function of the plastic amplitude of the loading cycles;
- a damage index is defined.

The accuracy of the proposed damage index is verified considering the response of a set of links that is larger than that used in the phase of calibration. To guarantee general validity to the proposed damage index, the links are subjected to loading protocols characterized by symmetric and increasing cycles of the link rotation angle or by random values of the link rotation angle.

4 DESIGN OF THE SPECIMENS

To investigate the rotation capacity of short links, the mechanical length ρ is considered to vary in the range from 0.8 to 1.6 in steps of 0.2. For each of the selected values of the mechanical length, 3 HEB cross-sections and one IPE cross-section are considered (i.e., HEB160, HEB240, HEB360 and IPE330). The plastic shear and bending resistances of the cross-sections are calculated according to EC8 and the length e of the link that corresponds to the selected mechanical length is determined by inverting Equation 1.
The maximum spacing a_{max} between transverse stiffeners is calculated according to EC8 [8], i.e., as $30t_w - d/5$. The considered number of transverse stiffeners is the minimum corresponding to a spacing a not higher than a_{max}. Since all the considered links are less than 600 mm in depth, stiffeners are placed on only one side of the link web. The thickness t_{st} of the stiffeners is set as the maximum between t_w and 10 mm, as stipulated in EC8.

5 FORMULATION OF THE DAMAGE INDEX

To predict the amount of damage of the links, the authors have formulated a “local” damage index that depends on the response of the only link beam.
To specify the relation that describes the damage increment corresponding to the single displacement cycle, each specimen is first subjected to five loading protocols characterized by cycles at a constant value of the total link rotation angle. Specifically, the considered values of the total link rotation angle γ are equal to 0.02, 0.04, 0.06, 0.08 and 0.10 rad. Failure of the specimens is identified by the fulfilment of either the following conditions: (1) numerical instability and (2) strength loss equal to 20%. Specifically, the second condition is considered to be achieved when, at the point of the loading protocol corresponding to a displacement reversal, the shear strength is smaller than 80% of the maximum recorded shear strength.
As an example, the response of one of the specimens (cross-section HEB360, mechanical length ρ equal to 1.6, and steel grade S275) is shown in Figure 1 when subjected to loading protocols characterized by cycles at a constant total link rotation angle equal to 0.04, and 0.08 rad. The cyclic response of the model is plotted in the figure in terms of normalized shear force V/V_p versus plastic link rotation angle γ_{pl}. The response depicted in Figure 1, as well as that of all the other considered specimens, is used to compute the number of cycles to failure (n_f) by means of the rain flow-counting method. Then, the number of half cycles to failure ($N_f = 2\ n_f$) is plotted in a logarithmic scale as a function of the amplitude $\Delta\gamma_{pl}$ of the loading cycles. This amplitude is defined as the difference between the maximum and the minimum values of the plastic link rotation angle. Figure 2a shows

the results obtained for the four considered specimens made of steel grade S275 with ρ = 1.6 (sections = HEB160, HEB240, HEB360 and IPE330).

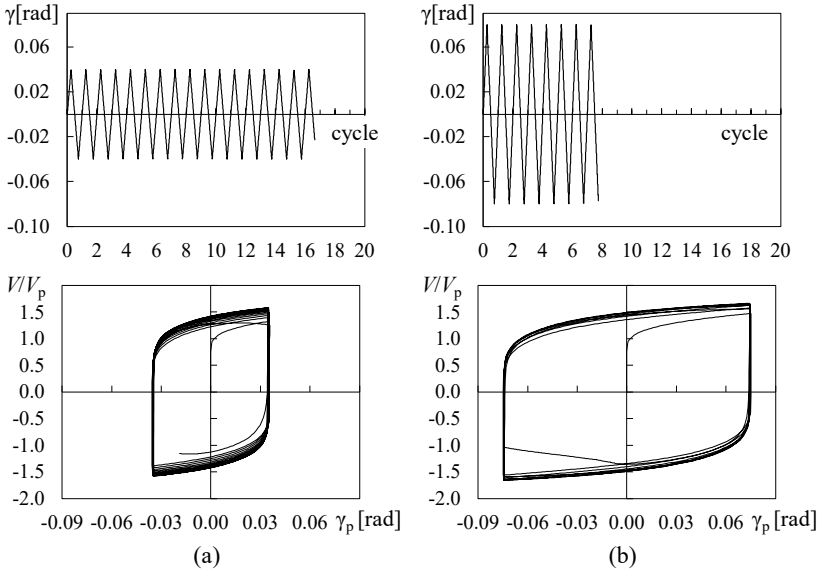


Fig. 1. Constant amplitude loading protocols and cyclic response in terms of normalized shear force versus plastic rotation angle (HEB360 cross-section with ρ = 1.6, steel grade S275): (a) γ =0.04 rad, (b) γ =0.08 rad.

The figure shows that the number of half cycles to failure determined by the FE model (hereinafter named as target number of half cycles to failure) is scarcely influenced by the size of the cross-section. In addition, it can be well predicted by the relation:

$$N_{\mathrm{f,pred}} = b\,\Delta\gamma_{\mathrm{pl}}^{-m}\cdot\varepsilon \tag{6}$$

where *b* and *m* are coefficients to be determined and ε are the residuals, i.e., the errors between the target and predicted responses. A similar trend is observed in the case of links with other mechanical lengths (see as an example Figure 2b for links with ρ = 0.8) and steel grades. In particular, the value of coefficient *m* is always close to 1.00 whereas that of coefficient *b* increases with the mechanical length of the links.

Based on these preliminary results, a regression analysis has been carried out on the log-transformed data obtained from all the considered links, i.e

$$\ln N_{\mathrm{f,pred}} = \ln b(\rho) - m\,\ln\Delta\gamma_{\mathrm{pl}} + \ln\varepsilon \tag{7}$$

where *m* is set equal to 1.00. Then, the least-squares method has been used to determine the following expression of coefficient *b*

$$b = 0.23\,\rho^2 - 0.01\,\rho + 1.85 \tag{8}$$

Figures 3a and 3b show a comparison between the target number of half cycles to failure and the corresponding predicted values in the case of links made of steel grade S275 and S355, respectively. Different symbols are used to distinguish between specimens characterized by different values of the mechanical length. In the worst case, the difference between predicted and target values is slightly lower than 20%.

Finally, to cumulate damage due to displacement cycles of different amplitude, a damage index DI has been defined based on Miner's rule, i.e.:

$$\mathrm{DI} = \sum \frac{2n\left(\Delta\gamma_{\mathrm{pl,i}}\right)}{N_{\mathrm{f}}\left(\Delta\gamma_{\mathrm{pl,i}}\right)} \cdot \varepsilon_{\mathrm{DI}} \tag{9}$$

where $n(\Delta\gamma_{\mathrm{pl,i}})$ is the number of cycles of the loading protocol with an amplitude of the link plastic rotation equal to $\Delta\gamma_{\mathrm{pl,i}}$ and $N_{\mathrm{f}}(\Delta\gamma_{\mathrm{pl,i}})$ is the number of half cycles to failure at the same amplitude of the link plastic rotation angle and $\varepsilon_{\mathrm{DI}}$ are the residuals.

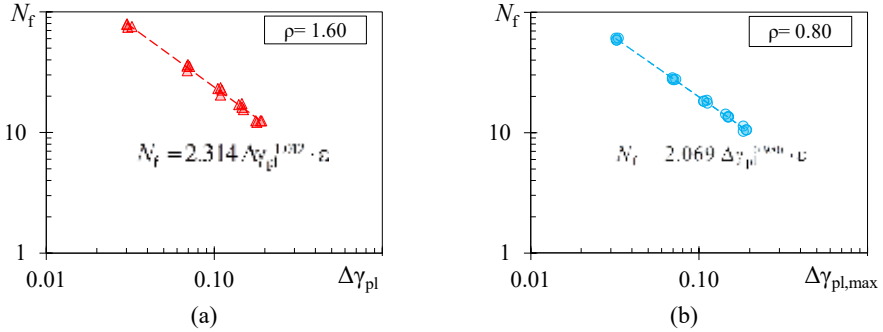


Fig. 2. Number of half cycles to failure as a function of the amplitude $\Delta\gamma_{\mathrm{pl}}$ of the loading protocol: (a) ρ=1.6; (b) ρ=0.8 specimens with steel grade S275 (plots in a logarithmic scale).

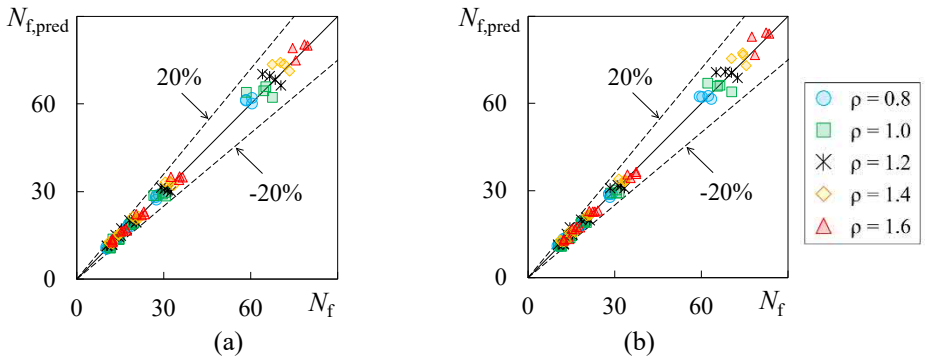


Fig. 3. Number of half cycles to failure: accuracy of the proposed relation in the case of steel grade (a) S275, (b) S355.

6 VALIDATION OF THE PROPOSED DAMAGE INDEX

To validate the proposed damage index, a set of links larger than that used for calibration was analyzed. Specifically, for each prefixed mechanical length of the link, three additional cross-sections are considered, i.e., HEB 200, HEB 300 and HEB 450. In addition, all the numerical models are subjected to three different loading protocols. The first two loading protocols have been selected out of those widely used by other researchers in laboratory tests on links, i.e., the severe loading protocol (SLP) and revised loading protocol (RLP). Specifically, the SLP consists of three cycles at a total link rotation γ equal to 0.0025 rad and 0.005 rad, four cycles at a total link rotation equal to 0.01 rad and additional four cycles at total link rotations that are incremented in steps of 0.01

rad. The RLP, proposed by Richards and Uang [7], consists of six cycles at $\gamma = 0.00375$ rad, 0.005 rad, 0.0075 and 0.01 rad, four cycles at 0.015 rad, two cycles at 0.02 rad and 0.03 rad, one cycle at 0.04 rad and 0.05 rad and additional single loading cycles at increments of $\gamma = 0.02$ rad.
The third loading protocol (named as RAN) has been randomly generated for each considered specimen. The same RAN loading protocol is used for specimens characterized by different steel grades. The loading protocol is generated so as to have (1) a mean value of the link rotation equal to 0.0 and (2) a maximum link rotation angle γ_{max} not higher than a reference value γ_{ref} that is randomly generated between 0.08 rad and 0.12 rad.
For each case, the cyclic response is determined by ABAQUS up to link failure and it is plotted in terms of plastic rotation demand γ_{pl} as a function of the step t of the loading protocol. As an example, the response of three of the considered specimens is shown in Figure 4 by a black line. Referring to the same figure, link failure is identified by a red dot.
At each step t, the number of half cycles $2n$ and the amplitude $\Delta\gamma_{pl}$ of the cycles are computed by means of the rain flow-counting method considering the loading protocol up to the considered step. Hence, the damage index DI is calculated at each step of the loading protocol according to Equation (9) and assuming a single value of the residual ε_{DI} equal to 1.0. As an example, for the three above mentioned specimens, the obtained values of the DI are plotted in Figure 4 by a red line. Based on the proposed equation, failure is assumed to occur when the value of the DI is equal to 1.0.

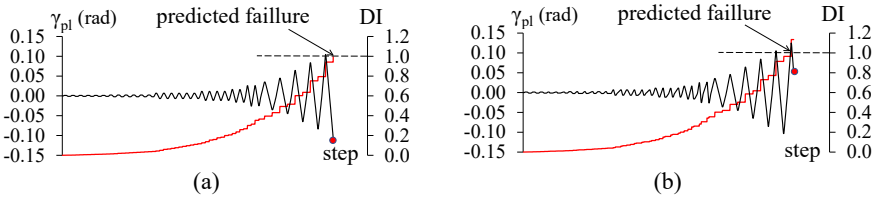


Fig. 4. Plastic rotation demand and DI of some specimens with steel grade S355 subjected to the RLP loading protocol: (a) HEB 200, $\rho = 0.8$; (b) IPE 330, $\rho = 1.0$

In the case of specimen HEB200 with $\rho = 0.8$ (Fig. 4a), the DI is equal to 1.0 at the end of the loading protocol; failure of the specimen is properly predicted because the unity value of DI is obtained at the same cycle of the loading protocol in which failure occurs in the FE model. In the case of specimen IPE330 with $\rho = 1.0$ (Fig. 4b), instead, the DI is larger than 1.0 at the end of the loading protocol and the damage capacity is underestimated. Indeed, in this case, the computed DI reaches the value 1.0 when the numerical model has not exhibited failure yet. Conversely, if the computed DI is smaller than 1.0 at the end of the loading protocol (case not shown in the figure), the proposed equation does not predict failure of the specimen (while the numerical model does) and thus the damage capacity is overestimated.
The values of DI obtained at link failure for all the considered specimens are reported by bars in Figures 5, and 6 for specimens made of steel grade S275 and S355, respectively.
The figures show that the largest predicted value of the DI is equal to 1.14 and is obtained in the case of the cross-section IPE 330 with mechanical length equal to 0.8 and steel grade S275 subjected to the revised loading protocol; the smallest value of the DI is equal to 0.90 and is obtained in the case of the cross-section HEB 360 with mechanical length equal to 1.2 and steel grade S275 subjected to the revised loading protocol. On the average, the predicted value of the DI at failure is close to 1.0. Hence, the proposed formulation predicts failure with satisfying accuracy independently of the assigned loading protocol.

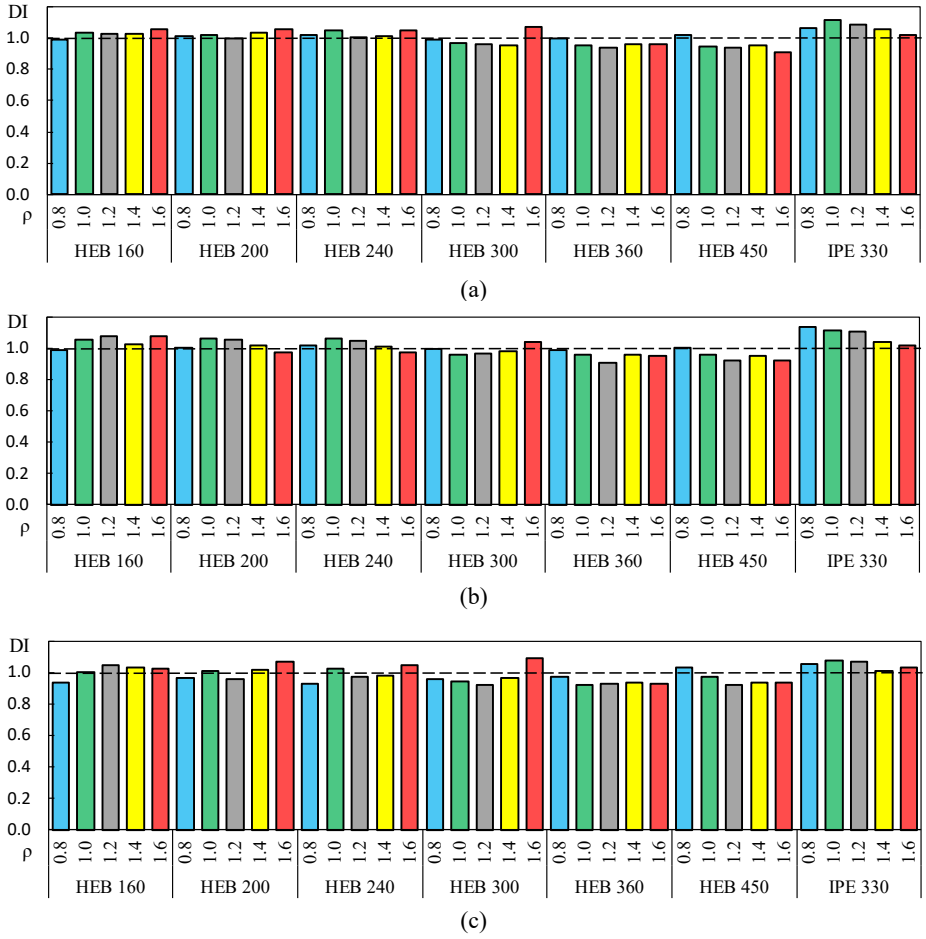


Fig. 5. Predicted value of the DI at failure of the specimens made of steel grade S275 subjected to (a) SLP, (b) RLP; (c) RAN loading protocols

7 ESTIMATE OF THE RESIDUALS

To formulate the DI based on a probabilistic approach, residuals have to be properly modelled. To this end, the logarithms of the residuals are calculated as

$$\ln\varepsilon_{\mathrm{DI}} = -\ln\sum\frac{2n\left(\Delta\gamma_{\mathrm{pl,i}}\right)}{N_{\mathrm{f}}\left(\Delta\gamma_{\mathrm{pl,i}}\right)}. \tag{10}$$

The Jarque-Bera test [20] with a significance level of 5% and the quantile-quantile plot (Fig. 7a) proved that the ln ε are normally distributed. The mean value of ln ε is null and the standard deviation is equal to 0.0525. The probability density function of the residuals (shown in Fig. 7b) reveals that the obtained lognormal distribution is similar to that corresponding to a normal distribution.

Based on the result of the Jarque-Bera test, in the framework of the probabilistic-based assessment of the seismic performance of structures, Monte Carlo analyses with uncertain values of the damage index corresponding to failure may be performed.

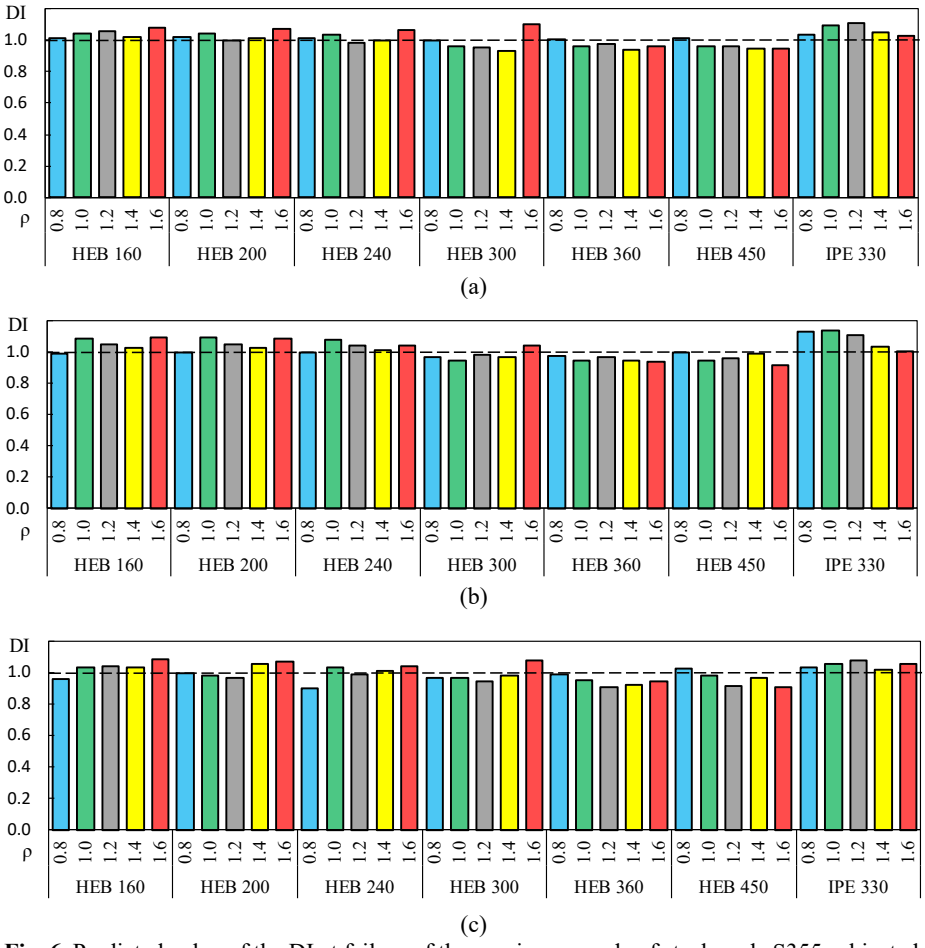


Fig. 6. Predicted value of the DI at failure of the specimens made of steel grade S355 subjected to (a) SLP, (b) RLP; (c) RAN loading protocols

8 CONCLUSIONS

In this paper a finite element numerical model, previously validated against the results of laboratory tests, has been used to carry out a parametric analysis on short link beams endowed with web stiffeners detailed according to the provisions of Eurocode 8. The response of the specimens subjected to cyclic loading protocols at constant value of the total link rotation angle has been used to evaluate the number of half-cycles to failure corresponding to a given amplitude of the loading protocol in terms of plastic link rotation angle. Based on a regression analysis of the log-transformed data, a

relation has been proposed to predict the number of half-cycles to failure of the above numerical tests. Finally, a damage index has been defined based on Miner's rule to predict failure of short link beams in the case of a general loading protocol. In particular:

- the proposed relation of the number of half-cycles to failure as a function of the amplitude of the loading protocol in terms of plastic rotation angle depends on the mechanical length of the links
- the proposed relation of the damage index is formulated based on a probabilistic approach. Logarithms of the residuals are normally distributed with a null mean value and a standard deviation equal to 0.0525. This property is suitable to perform Monte Carlo analyses with uncertain values of the damage index corresponding to link failure.

The proposed relation of the damage index is effective in predicting the failure of links made of S275 and S355 steel grades and subjected to general loading protocols.

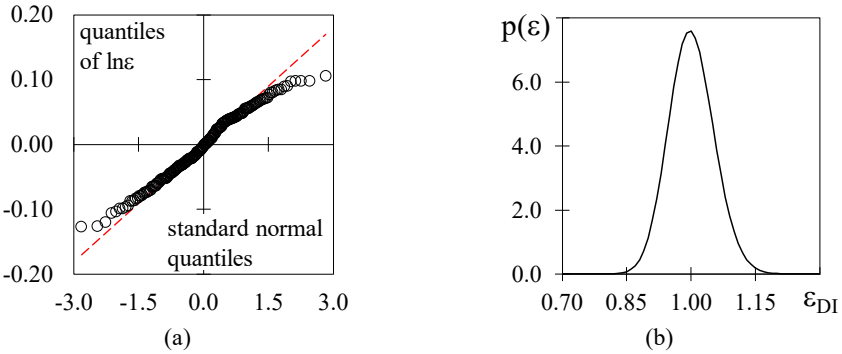


Fig. 7. Proposed Damage Index: (a) quantile-to-quantile plot of the residuals, (b) distribution of the residuals.

ACKNOWLEDGMENT

This research study has been partially supported by the University of Catania within the research project 'Piano di incentivi per la ricerca di Ateneo 2024/2026 (Pia.ce.ri.) – Linea di Ricerca 1 – Progetti collaborativi (MITIGO), Department of Civil Engineering and Architecture

REFERENCES

[1] Hjelmstad K.D, Popov E.P., Seismic behavior of active beam link in eccentrically braced frames, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, Report No. UCB/EERC-83/15, 1983.

[2] Hjelmstad K.D., Popov E.P., Cyclic behavior and design of link beams, *J. Struct. Eng*. ASCE 109 (10):2387–2403, 1983

[3] Malley J.O., Popov E.P, Shear links in eccentrically braced frames, *J. Struct. Eng.* ASCE 110 (9): 2275–2295, 1984

[4] Engelhardt M.D., Popov E.P., Behavior of long links in eccentrically braced frames, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, Report No. UCB/EERC-89/01, 1989.

[5] Okazaki T., Engelhardt M.D., Nakashima M., Suita K., Experimental performance of link-to-column connections in eccentrically braced frames, *J. Struct. Eng.* ASCE 132(8):1201–1211,2006.

[6] Drolias A. Experiments on Link-to-Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames. Master of Science in Engineering. University of Texas at Austin, 2007
[7] Richards P.W., Uang C.M, Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames. *J. Struct. Eng*. ASCE 132(8):1183–1191, 2006
[8] Okazaki T., Engelhardt M.D., Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 steel, *J. Constr. Steel Res.* 63 (6):751–765, 2007
[9] K. Kasai, E.P. Popov, General behavior of WF steel shear link beams, *J. Struct. Eng*. ASCE 112 (2): 362–382, 1986.
[10] Ricles J.M., Popov E.P., Composite action in eccentrically braced frames, *J. Struct. Eng.* ASCE 115 (8):2046–2065, 1989.
[11] Coffin L. A study of the effect of cyclic thermal stress on a ductile metal. Trans ASME, 76: 931-950, 1954
[12] Manson S. Fatigue: A complex subject - some simple approximations. Experimental Mechanics 5 (7): 193-226, 1965.
[13] Miner M.A. Cumulative Damage in Fatigue. J. Appl. Mech.Trans. ASME; 12(3): A159-A164, 1945.
[14] Bosco M, Mangiameli E, Rossi P.P. Proposal of a damage index for the prediction of failure of short links. *Eng Str* 334: 120252, 2025.
[15] Özkılıç Y.O., Optimized stiffener detailing for shear links in eccentrically braced frames. *Steel and Composite Structures* 39(1): 35-50, 2021
[16] Kaufmann E.J., Metrovich B.R., Pense A.W., Characterization of Cyclic Inelastic Strain Behavior on Properties of A572 gr. 50 and A913 gr. 50Rolled Sections. ATLSS Report No. 01–13, Lehigh University, Bethlehem, Pa, 2001.
[17] Anderson T.L., Fracture Mechanics: Fundamentals and Applications, second ed. CRC Press, Boca Raton, 1994.
[18] Jia L.J., Kuwamura H., Ductile fracture model for structural steel under cyclic large strain loading. *J. Constr. Steel Res* 106:110–121, 2015
[19] Mansouri A., Sharif M.M., Development of a corrugated web shear link for steel moment-resisting frames. *J. Constr. Steel Res* 193: 107281, 2022
[20] Jarque C M., Bera, A. K. A test for normality of observations and regression residuals, *International Statistical Review*; 55: 163-172, 1987

KEYWORDS

Damage Index, Link beams, finite element models

PREVISIONE DEL MOMENTO FLETTENTE SULLA TRAVE DI TELAI CONTROVENTATI IN CONFIGURAZIONE SPLIT-X

PREDICTION OF THE BENDING MOMENT IN BRACED BEAMS OF CBFS WITH SPLIT-X BRACES

Melina Bosco, Marco Caragliano, Pier Paolo Rossi
University of Catania
Department of Civil Engineering and Architecture
Catania, Italy
melina.bosco@unict.it, marco.caragliano@phd.unict.it, pierpaolo.rossi@unict.it

ABSTRACT

Concentrically braced frames can be designed using different geometric configurations. In V- and inverted V-braced frames, beam design is strongly influenced by the unbalanced force transmitted by the braces when the tension brace yields and the compression brace reaches its post-buckling stage. One strategy to reduce this unbalanced force consists of alternating V and inverted V configurations at successive stories, resulting in a two-storey X-shaped arrangement, known as a split-X configuration. However, this solution makes the evaluation of the unbalanced force and the induced bending moment in the beam more complex. In this study, a set of split-X braced buildings is designed according to the second generation of Eurocode 8. The seismic response of the designed buildings is assessed through multiple-stripe analyses, accounting for the variability of steel strength. Finally, the results of the numerical analyses are used to propose a procedure for estimating the unbalanced force acting on the beam.

SOMMARIO

I telai con controventi concentrici possono essere realizzati adottando diverse configurazioni geometriche. Nei telai con controventi a V o a V inversa, il progetto della trave risulta fortemente influenzato dalla forza squilibrata trasmessa dai controventi quando quello teso entra in fase plastica e quello compresso raggiunge la fase post-critica. Una possibile strategia per ridurre tale forza squilibrata consiste nell'alternare, nei diversi piani, le configurazioni a V e a V inversa, ottenendo la configurazione a X disposte su due piani, detta split-X. Tuttavia, questa soluzione rende più complessa la valutazione della forza squilibrata e del momento flettente indotto sulla trave.
Nel presente lavoro, un insieme di edifici controventati nella configurazione split-X è progettato secondo l'Eurocodice 8 di seconda generazione. La risposta sismica degli edifici progettati è valutata mediante analisi multiple-stripe, considerando anche l'aleatorietà della resistenza dell'acciaio.

I risultati delle analisi numeriche sono infine utilizzati per proporre una procedura per la stima della forza squilibrata agente sulla trave.

1 INTRODUCTION

Steel Concentrically Braced Frames (CBFs) are often used in seismic areas as structural systems. In such systems, different brace configurations can be adopted, including diagonal or X braces, chevron braces or split-X braces. Chevron braces are generally preferred to X or diagonal braces because their use allows more flexibility in the architectural design. Due to their widespread use, this structural type has long been the focus of research.

In the occurrence of small intensity seismic events, chevron braces remain elastic and thus tension and compression braces of a same storey equally resist the seismic action. In such a situation, the braced beam is only subjected to axial forces. Under large intensity seismic events, instead, once the compression chevron brace has buckled, a vertical unbalanced force is transferred to the beam. This occurs because the axial force in the compression brace decreases as this brace enters the post-buckling range, while the axial force in the tension brace increases up to its yield resistance, provided the beam possesses sufficient flexural stiffness. To ensure this behavior, the conventional design approach consists of providing beams with adequate stiffness [2], and strength [1]- [2], even if some design codes (e.g., AISC 341-22 [3] and CSA S16 [4]) allow limited beam yielding, as a controlled yielding does not necessarily compromise the seismic performance of CBFs [5].

To ensure adequate strength, according to both the first (EC8-1st) [1] and the second (EC8-2nd) [2] generation of Eurocode 8, the braced beam is required to resist the internal forces resulting from a prescribed distribution of free-body forces acting on the adjacent braces. Specifically, tension braces are assumed to develop axial forces equal to their plastic resistance, whereas compression braces are assumed to develop axial forces equal to their post-buckling resistance. The calculated internal forces must be combined with the effects of all the non-seismic actions in the seismic design situation. Regarding the stiffness requirement, instead, the flexural stiffness of the braced beam has to be greater than 0.2 times the vertical stiffness of the intersecting braces [2]-[6].

The use of split-X braces significantly reduces the unbalanced vertical forces transmitted to the braced beam, as the vertical force transferred by the braces of the storey above the beam has an opposite sign to that transferred by the braces of the storey below. Nevertheless, neither EC8-1st nor EC8-2nd includes specific provisions for split-X bracing systems. This lack of guidance may lead engineers to design braced beams by applying the rules prescribed for chevron braces, i.e. by assuming free-body force distributions characterized by the plastic resistance of tension braces and the post-buckling resistance of compression braces. Recognizing that braces in adjacent storeys may not simultaneously reach their maximum strength, Redwood and Channagiri [7] suggested that only 75% of the resistance of the braces in the storey above the beam should be considered in beam design. Subsequently, Lacerte and Tremblay [8] proposed reducing this percentage to 50% to better capture the results of nonlinear inelastic analyses. More recently, Costanzo et al. [9] proposed designing the braced beam based on two distinct force distributions in the braces. In the first distribution, the tension braces above and below the beam are assumed to carry axial forces equal to their plastic resistance, while the compression braces are assumed to carry axial forces equal to their post-buckling resistance. In the second distribution, only the braces either above or below the beam are assumed to carry the aforementioned axial forces. Consequently, in this second distribution, the beneficial effect of the split-X configuration is neglected. Lastly, Mahmoudi and Imanpour [10] proposed assuming that the tension braces above and below the braced beam carry axial forces equal to their plastic resistance, while the compression brace in one storey is subjected to an axial force equal to its buckling resistance and the compression brace in the other storey is subjected to an axial force equal to its post-buckling resistance.

In the present study, steel buildings, differing in brace location, number of storeys, and in soil type, are designed according to EC8-2nd. Their seismic response is then evaluated through multiple stripe analyses (MSA), conducted on a refined numerical model that accounts for uncertainties in the material properties. The results of these analyses are used to assess the accuracy of the different formulations available in the literature and to propose and validate an alternative and more accurate predictive model for estimating the unbalanced vertical force acting on braced beams.

2 BUILDINGS DESIGN

Eight 6-storey steel buildings and two 10-storey buildings, with rectangular plan layout (**Fig. 1**) and Category B1 occupation type, are considered as case studies in this paper. All the buildings are located near Siracusa (Sicily). Geometric properties are assumed to be identical at all storeys, whereas mass properties differ between the top storey and the other floors. Specifically, the characteristic values of dead (g_k) and live (q_k) loads are equal to 4.35 kN/m² and 2.0 kN/m² at the top storey, respectively, and to 5.0 kN/m² and 2.0 kN/m² at all other storeys. The characteristic weight of the exterior infill walls is 2.0 kN/m.

The 6-storey buildings have span lengths along the x- and y-directions equal to $L_1 = 6.9$ m and $L_2 = 6.0$ m, respectively. The interstorey height h is 4.0 m at the first storey and 3.6 m at all the other storeys. Half of the buildings are assumed to be founded on rigid soil (Soil type A according to Eurocode 8), while the other half are founded on a soil characterized by a weighted average value of the shear wave velocity, v_{s30}, equal to 550 m/s (soil type B).

The 10-storey buildings have span lengths along the x- and y-directions equal to $L_1 = 8.5$ m and $L_2 = 6.5$ m, respectively. The interstorey height h is 4.5 m at the first storey and 3.9 m at the other storeys. All the 10-storey buildings are assumed to be founded on soil type B.

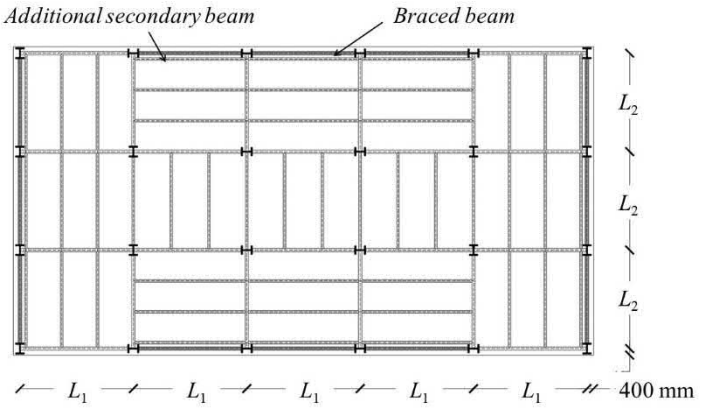


Fig. 1. Layout of the buildings.

Seismic actions are resisted by concentric braces arranged in chevron or split-X configuration. To ensure adequate in-plan rotational stiffness of the building, braces are placed in the perimeter frames. To prevent the transfer of axial forces to the same column from braces oriented in orthogonal directions, the braces are positioned in one or more of the three central spans of the perimeter frames (i.e. the spans with grey beams in the figure). To eliminate the interaction between the floor deck and the braced beam, secondary beams are introduced at each level of the CBF close to the

braced beams (Fig. 1) so that the secondary beam supports the vertical loads transmitted by the deck, whereas the braced beam resists the horizontal actions.
The matrix of buildings, showing the layout of braces in the perimeter frames along the *x*- and *y*-directions, is presented in Fig. 2. The braces at the top storey are always arranged in the chevron configuration. This solution is preferred here because such braces are designed to remain elastic [2]. Hence, no unbalanced vertical force is transmitted to the top storey braced beam. Each building is identified by a label that indicates the number of storeys ("6" or "10"), the type of braces ("V" for chevron braces, "X" for split-x braces), and the number of braced spans within a frame ("1" or "2").

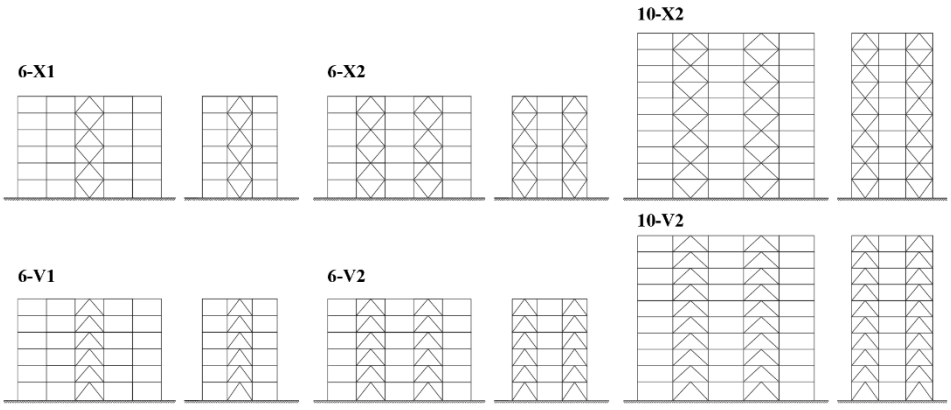


Fig. 2. Brace configurations in the 6- and 10-storey buildings.

All the buildings have been designed in accordance with EC8-2nd. The design outcomes include the cross-sections of the structural members, and detailed specifications of the brace-end connections (including welds and gusset plate geometry).
Dissipative members are designed based on internal forces provided by modal response spectrum analysis. The maximum value of the behaviour factor allowed by the code, i.e. 4.0, is used to derive the design spectrum. Braces are designed so that the buckling resistance $N_{b,Rd}$ is larger than the axial force N_{Ed} determined as the sum of the axial forces provided by gravity loads in the seismic design situation ($N_{Ed,G}$) and seismic actions ($N_{Ed,E}$). As recommended in EC8-2nd, the buckling resistance of the braces has been calculated assuming a buckling length equal to 0.8 times the centreline-to-centreline length of the brace L_d. Braces of the top storey are designed to remain in the elastic range of behaviour. Hence, the cross-section of the braces of the top storey is such that the buckling resistance of these members is larger than the axial force $N_{Ed,E}$ amplified by the behaviour factor. To promote a global dissipative behaviour, with the exception of the top storey, the ratio of the maximum to minimum overstrength of braces Ω has to be lower than 1.25. To this end, the overstrength is calculated as the ratio of the buckling resistance $N_{b,Rd}$ to the design axial force $N_{Ed,E.}$
Beams and columns are designed to sustain axial forces and bending moments determined according to two different scenarios. In the first scenario, axial forces and bending moments are determined as the sum of the contribution provided by the gravity loads in the seismic design situation ($N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ and $V_{Ed,G}$) and the contribution provided by seismic actions ($N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ and $V_{Ed,E}$) amplified to account for the minimum design overstrength of braces (Ω_d), the material randomness factor (ω_{rm}) and the hardening of the dissipative zone (ω_{sh}), i.e.

$$\begin{aligned} N_{\mathrm{Ed}} &= N_{\mathrm{Ed,G}} + \omega_{\mathrm{rm}}\omega_{\mathrm{sh}}\Omega_{\mathrm{d}} N_{\mathrm{Ed,E}} \\ M_{\mathrm{Ed}} &= M_{\mathrm{Ed,G}} + \omega_{\mathrm{rm}}\omega_{\mathrm{sh}}\Omega_{\mathrm{d}} M_{\mathrm{Ed,E}} \\ V_{Ed} &= V_{\mathrm{Ed,G}} + \omega_{\mathrm{rm}}\omega_{\mathrm{sh}}\Omega_{\mathrm{d}} V_{\mathrm{Ed,E}} \end{aligned} \tag{1}$$

In particular, Ω_{d} is the minimum of the ratios $N_{\mathrm{pl,Rd}}/N_{\mathrm{Ed,E}}$ of all the braces, where $N_{\mathrm{pl,Rd}}$ is the tension axial resistance of the brace. For concentrically braced frames, ω_{sh} is equal to 1.1, whereas ω_{rm} depends on the steel grade and is equal to 1.45 for steel grade S235, 1.35 for steel grade S275, and 1.25 for steel grade S355.

In the second scenario, internal forces are calculated by equilibrium conditions considering that braces under tension forces are fully yielded (axial force equal to $\omega_{\mathrm{rm}}\ \omega_{\mathrm{sh}}\ N_{\mathrm{pl,Rd}}$) and braces under compression forces are in the post-buckling range of behaviour (axial force equal to $0.3\ \omega_{\mathrm{rm}}\ N_{\mathrm{b,Rd}}$). In this latter scenario, bending moments are considered in columns and in beams. In particular, bending moments in columns, in the plane of the braced frame, are set equal to 0.2 times the plastic moment resistance of the gross section of the column.

In order to ensure an adequate flexural stiffness of the braced beam, the following relations have been considered:

$$K_{\mathrm{b,i}} = \frac{48 E I_{\mathrm{b,i}}}{L^3} \geq 0.2 \begin{cases} 2\dfrac{E A_{\mathrm{d,i}}}{L_{\mathrm{d,i}}}\sin^2\alpha_i & \text{for chevron braces} \\ 2\left(\dfrac{E A_{\mathrm{d,i}}}{L_{\mathrm{d,i}}}\sin^2\alpha_i - \dfrac{E A_{\mathrm{d,i+1}}}{L_{\mathrm{d,i+1}}}\sin^2\alpha_{i+1}\right) & \text{for split-X braces} \end{cases} \tag{2}$$

where E is the elastic modulus of steel, L is the span length, I_{b} is the flexural stiffness of the beam intercepted by the braces, A_{d} is the cross-section area of the brace, and α is the slope of the braces with respect to the horizontal direction. The first of the two relations is provided in EC8-2nd for chevron braces; the second has been used in this study for split-X braces, in accordance with EC8-2nd philosophy.

3 NUMERICAL ANALYSES

The seismic response of the structures is investigated through multiple-stripe analyses. Fourteen values of the seismic return periods T_{R} (30, 50, 72, 100, 140, 200, 287, 359, 475, 600, 800, 1000, 1642, and 2500 years) are considered. For each value of T_{R}, a distinct set of 50 accelerograms is adopted as seismic input. All numerical analyses are performed using the OpenSees computational platform. Damping is modelled according to the Rayleigh formulation, with the damping matrix defined as a linear combination of the mass and committed stiffness matrices. An equivalent viscous damping ratio of 3% is assigned to the first and second modes of vibration. Damping is ignored in braces to avoid unrealistic damping forces in these members [11].

3.1 Numerical model

The numerical model represents one half of the building; a leaning column is included to account for second-order effects. The portion of the model corresponding to a braced span is shown in Fig. 3 for both chevron and split X-bracing configurations. Braces are modelled by four nonlinear beam–column elements with three integration points per element, as recommended by Uriz et al.[12]. To account for geometric imperfections and to promote out-of-plane buckling, an initial out-of-plane camber equal to 0.1% of the brace length is introduced. A corotational formulation is adopted to capture geometric nonlinearity. Gusset plates at both brace ends are modelled using elastic beam–column elements with a rectangular cross-section $W \times t_{\mathrm{p}}$, where W is the Whitmore length and t_{p} is the thickness of the gusset plate. A rotational spring connects the gusset plate elements to the

terminal nonlinear beam–column elements of the brace. The out-of-plane flexural stiffness and plastic flexural resistance of the spring are determined according to Hsaio et al.[13]. The stiffening effect provided by the gusset plates on beams and columns is also accounted for by introducing elastic elements (shown as thick lines in Fig.3), whose area and moment of inertia are derived from an equivalent cross-section composed of the cross-section of the connected member and the effective portion of the gusset plates, as proposed in [14]. Elastic elements are preferred over the commonly used rigid-element approach, based on validation against large-scale shake-table tests comparing the two strategies. To evaluate the accuracy of predictive equations for internal forces in non-dissipative members, portions of beams and columns within the braced frame that are not stiffened by gusset plates are modelled as elastic beam–column elements. This approach avoids artificially limiting the internal forces to the cross-sectional resistance.
Beams not belonging to the braced frames are modelled as elastic members with pinned end connections, whereas columns not belonging to the braced frames are modelled as beam elements with finite-length plastic hinges. The plastic hinge length is assumed equal to the depth of the cross-section. The out-of-plane displacements of nodes not belonging to braces are restrained.
The Steel02 uniaxial material model is assigned to the fibres of the cross-section. The uncertainties in the mechanical properties of steel are considered in the numerical analyses. In particular, for all the considered members, the yield strength f_y of steel is treated as an uncertain variable and is assumed to follow a Gaussian distribution, whereas the elastic modulus of steel E_s and the strain-hardening ratio are assumed to be deterministic. As a result, the uncertainties in the yield strain and in the ultimate strength are correlated to the uncertainty in the yield strength.
In line with the recommendations of the upcoming version of Eurocode 8 – part 1[15], the mean value of the yield strength of steel is obtained by multiplying the nominal value of the yield strength (235 MPa, 275 MPa or 355 MPa) by the material randomness factor ω_{rm} (1.45, 1.35, or 1.25 for steel grades S235, S275 or S355, respectively). In the absence of specific provisions of the Eurocode, the coefficient of variation is assumed to be 0.08, as recommended in the Italian seismic code [16]. In the numerical analyses, the yield strength f_y values are randomly generated according to the specified Gaussian distribution and assigned to individual structural members. Consequently, each member is assigned a different yield strength value. A new set of f_y values is generated for each ground-motion record.

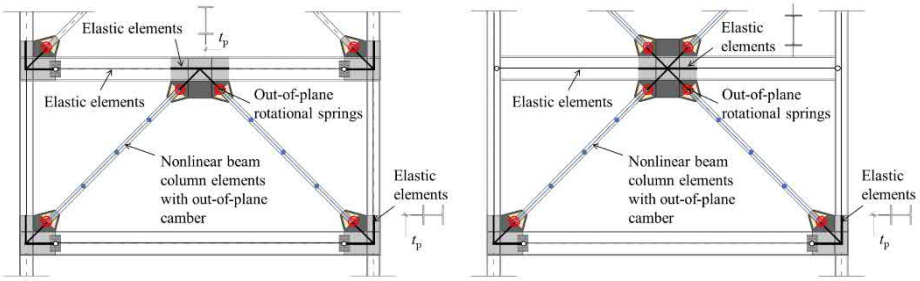


Fig. 3. Numerical model of the braced bay.

3.2 Seismic input

The suites of 50 accelerograms used as a seismic input for the assessment of the seismic response of the buildings founded on stiff soil have been generated by means of the SIMQKE computer program. Each suite has been generated to match the target 16th, 50th and 84th percentiles of the pseudo-accelerations for the site under investigation. For nine probabilities of exceedance P_{VR} in

50 years (corresponding to T_R equal to 30, 50, 72, 100, 140, 200, 475, 1000, and 2500 years), these target spectra are provided by the National Institute of Geophysics and Volcanology (INGV) and the Department of Civil Protection of Italy. The target spectra used to generate the suites of accelerograms corresponding to the remaining five return periods have been derived following the procedure summarised in [17].
The accelerograms used for the assessment of the buildings founded on soil type B have been determined based on one-dimensional local site response analyses conducted using the STRATA software, as part of a previous study [18]. In the latter study, the soil profile was modelled as a single homogeneous layer with shear wave velocity V_s = 550 m/s and a bulk unit weight γ_s = 18.5 kN/m^3 and the relation proposed by Darendeli and Stokoe [19] for sandy soils was used to relate the shear modulus and the damping ratio to the shear strain, in order to take into account soil nonlinearity.

3.3 Response parameters

The results of the MSA are used to compute, for each ground motion and each seismic intensity level, the maximum unbalanced vertical force F_{unb} on the braced beam and the total ductility demand in the braces during the time history analyses. In particular, the total ductility demand μ_d of the brace is calculated as the ratio of the sum of the maximum elongation (δL_d^+) and shortening (δL_d^-) of the brace to its elongation at yield ($\delta L_{d,y}$). The total ductility capacity at fracture μ_f, defined as the sum of the maximum ductility in tension and in compression, is calculated by combining the formulations proposed by Tremblay et al. [20] and Marino [21]. Specifically, μ_f is expressed as a function of the brace slenderness λ and of the local slenderness of the cross-section.
The ductility demand and capacity are used to define a damage index DI that reaches 1.0 at brace failure, i.e.

$$\mathrm{DI} = \frac{\mu_d - 1}{\mu_f - 1} \tag{3}$$

To evaluate the accuracy of formulations available in the literature for predicting the unbalanced vertical force transmitted by braces to the braced beam, the ratio R_b, defined as the maximum unbalanced force F_{unb} developed during the time-history analysis divided by the predicted unbalanced vertical force, is computed for each ground motion at each storey where the beam is intercepted by braces. The obtained values are plotted as a function of the brace damage index DI. Specifically, the DI considered is the maximum value among those obtained for the braces intersecting the beam under examination (i.e., four braces in the case of split X configuration, and two braces in the case of chevron braces). In addition, if the maximum of the DI values of the braces intersecting the beam under examination exceeds 1.025, R_b is not computed. Values of R_b equal to 1 indicate a proper prediction of the unbalanced vertical force. Values lower and higher than 1.0 indicate overestimates and underestimates, respectively; the first indicate oversized beams, while the latter can be responsible for beam yielding.

4 ACCURACY OF PREDICTIVE LITERATURE FORMULATIONS

According to EC8-2nd, for chevron braces, the predicted unbalanced vertical force on the braced beam is calculated based on a free-body distribution of forces, where tension braces are assumed to carry axial forces equal to their plastic resistance and compression braces are assumed to carry axial forces equal to their post-buckling resistance. The resulting predicted unbalanced force ($F_{pr,\wedge}$) is

$$F_{pr,\wedge} = \left(\omega_{rm}\omega_{sh}N_{pl} - \omega_{rm}N_u\right)\sin\alpha \tag{4}$$

The values of R_b obtained are plotted in Fig. 4 as a function of the brace damage index DI To characterize the distribution of R_b for increasing values of DI, the results with DI in the ranges

0.475-0.525, 0.725-0.775 and 0.975-1.025 are considered separately. The frequency distributions of R_b referring to the above ranges of DI are plotted in the same figure by green, blue, and red bars, respectively.

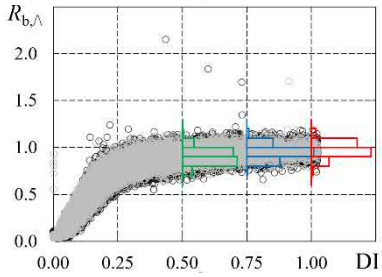


Fig. 4. Prediction of the unbalanced vertical force on beam for chevron braces

The figure shows that the predictive equation of EC8-2nd provides a good estimate of the unbalanced vertical force. In particular, for DI in the range 0.50-1.00, the median value of R_b (denoted as $R_{b\wedge}$ to indicate that it refers to chevron braces) varies from 0.90 to 0.98. In addition, for each selected range of DI, the scatter in $R_{b\wedge}$ is moderate. Indeed, the 84th percentile of $R_{b\wedge}$ is equal to 0.98 for DI = 0.50 and 1.05 for DI = 1.00. There are, however, a non-negligible number of cases in which the ratio $R_{b\wedge}$ exceeds unity. This is mainly due to two reasons. First, Equation (4) adopts the material randomness factor ω_{rm} provided by EC8-2nd, which estimates the mean expected steel strength. In the numerical models, instead, the strength is randomly generated. Consequently, in some cases, the steel strength of braces may exceed that predicted using $\omega_{rm}N_{pl}$. Second, the actual ultimate resistance of braces in compression is often lower than that calculated as 0.3 times the buckling resistance.

In the case of split-X braces, three different predictive equations are considered, and the corresponding free-body distributions of forces, as well as the resulting R_b values, are depicted in Fig. 5. The first equation assumes that the distribution of free-body forces described for chevron braces occurs simultaneously in the braces located above (storey i +1) and below (storey i) the beam under investigation (Fig. 5a)

$$F_{pr,X}^{(1)} = \left(\omega_{rm}\omega_{sh}N_{pl,i} - \omega_{rm}N_{u,i}\right)\sin\alpha_i - \left(\omega_{rm}\omega_{sh}N_{pl,i+1} - \omega_{rm}N_{u,i+1}\right)\sin\alpha_{i+1} \tag{5}$$

The second equation, proposed by Costanzo et al. [9] assumes that only the braces either above or below the beam carry the aforementioned axial forces (Fig. 5b). Consistently, the predicted unbalanced vertical force is

$$F_{pr,X}^{(2)} = \max\left\{\left(\omega_{rm}\omega_{sh}N_{pl,i} - \omega_{rm}N_{u,i}\right)\sin\alpha_i;\left(\omega_{rm}\omega_{sh}N_{pl,i+1} - \omega_{rm}N_{u,i+1}\right)\sin\alpha_{i+1}\right\} \tag{6}$$

The third equation, proposed by Mahmoudi and Imanpour [10], assumes that the compression brace in one storey is assumed to carry an axial force equal to the buckling resistance, while the compression brace in the other storey carries an axial force equal to the post-buckling resistance (Fig. 5c), i.e.

$$F_{pr,X}^{(3)} = \max\begin{cases}\left(\omega_{rm}\omega_{sh}N_{pl,i} - \omega_{rm}N_{u,i}\right)\sin\alpha_i - \left(\omega_{rm}\omega_{sh}N_{pl,i+1} - \omega_{rm}N_{b,i+1}\right)\sin\alpha_{i+1} \\ \left(\omega_{rm}\omega_{sh}N_{pl,i} - \omega_{rm}N_{b,i}\right)\sin\alpha_i - \left(\omega_{rm}\omega_{sh}N_{pl,i+1} - \omega_{rm}N_{u,i+1}\right)\sin\alpha_{i+1}\end{cases} \tag{7}$$

R_b values plotted in Fig. 5a show that the unbalanced vertical force is significantly underestimated if Equation (5) is considered. The median value of R_b is 3.19 when the brace DI is 0.50, and equal to 4.14 and 4.17 when DI reaches 0.75 and 1.00, respectively. All these values are out of scale and thus not shown in the figure. The predictive equation proposed by Costanzo et al. [9] (see Fig. 5b)

leads to conservative results. Specifically, the median values of R_b corresponding to DI=0.75 and DI=1.00 are 0.40 and 0.46, respectively. Out of the considered proposals, the equations suggested by Mahmoudi and Imanpour [10] provide the most accurate predictions of the unbalanced vertical forces. In particular, the median values of R_b corresponding to DI=0.75 and DI=1.00 are 0.83 and 0.95, respectively (Fig. 5c). However, due to the high dispersion of the results, the 84th percentile of R_b at brace failure reaches 1.31.

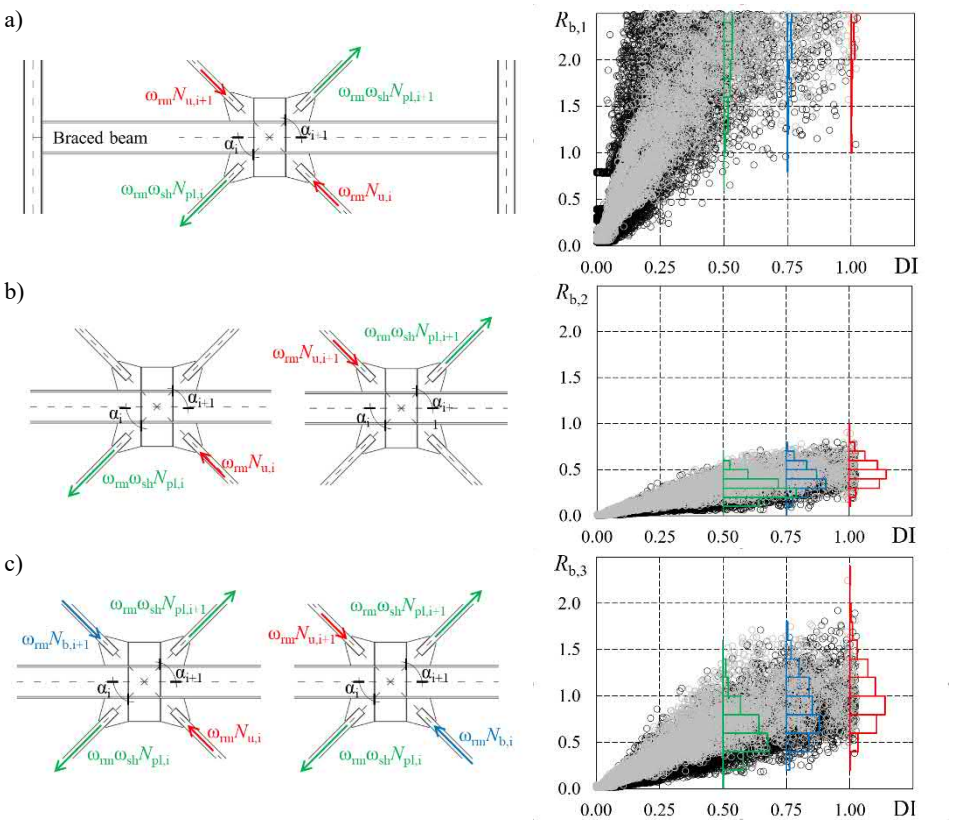


Fig. 5. Prediction of the unbalanced vertical force on beam according to:
a) EC8-2nd, b) Costanzo et al. [9], c) Mahmoudi and Imanpour [10]

5 PROPOSED FORMULATION

According to the authors, the safety margin in the estimate of the unbalanced vertical force in the braced beam should be the same for both chevron and split-X configurations of braces. To this end, the authors propose to predict the unbalanced vertical force by means of the following equation (see also Fig. 6):

$$F_{pr,X}^{(prop)} = \max\left\{F_{v,i};\, F_{v,i+1}\right\} - \lambda_F \min\left\{F_{v,i};\, F_{v,i+1}\right\} \tag{8}$$

where F_{vi}, and $F_{v,i+1}$ are the unbalanced vertical forces transmitted by braces of storey i and i+1 and calculated by Eq. (4), respectively; λ_F is a coefficient that is calibrated in this paper following the procedure summarized below.

First, based on the results of numerical analyses, λ_F is calculated as

$$\lambda_F = \frac{\max\left\{F_{v,i};\, F_{v,i+1}\right\} - F_{unb}}{\min\left\{F_{v,i};\, F_{v,i+1}\right\}} \tag{9}$$

Second, the values of λ_F are plotted as a function of the brace DI and the frequency distributions of λ_F corresponding to DI values in the ranges 0.475-0.525, 0.725-0.775 and 0.975-1.025 are plotted (see Fig. 7a). The 50th percentile of λ_F corresponding to DI values in the range 0.975-1.025 is equal to 0.60, whereas the 16th percentile of λ_F is equal to 0.44. Hence, a value of 0.45 is proposed as the value to be used in Eq. (8) because it is expected to lead to 84th percentile of R_b close to 1.00, consistently with the 84th percentile of $R_{b\wedge}$ achieved in the case of chevron braces.

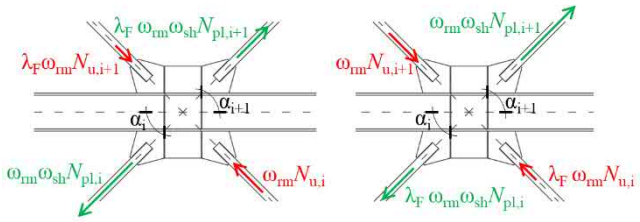


Fig. 6. Proposed free-body distributions of forces to predict the unbalanced vertical force on beam

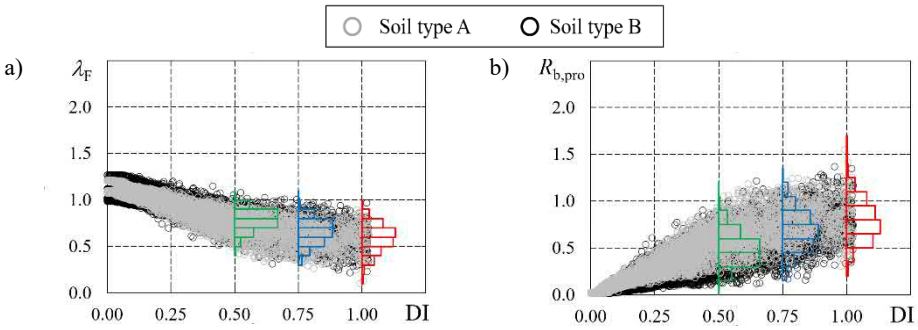


Fig. 7. Calibration and assessment of the proposed formulation: a) calibration of coefficient λ_F, b) prediction of the unbalanced vertical force according to the proposed method.

The R_b values obtained by the proposed equation, named $R_{b,pro}$, are plotted in Fig. 7b**.** Consistently with the reported aim, the 84th percentile of R_b corresponding to DI in the range 0.975-1.025 is equal to 1.02.

6 CONCLUSIONS

In this study, steel buildings with concentric braces in the chevron or split-X configuration are designed in accordance with the second generation of Eurocode 8 and analysed through multiple stripe analyses using refined numerical models that explicitly account for material uncertainties. The results are used to assess the accuracy of existing formulations in predicting the unbalanced vertical force transmitted by the braces to the braced beam. An alternative predictive model is proposed intended to estimate the unbalanced vertical force corresponding to incipient brace failure. The main conclusions are the following:

- in the case of chevron braces, the second generation of Eurocode 8 predictive formulation — assuming that tension braces are fully yielded and compression braces are in the post-buckling range — provides a good estimate of the 84th percentile of the unbalanced vertical force at brace failure;
- in the case of split-X braces, the formulation assuming that the same free-body force distribution adopted for chevron braces occurs simultaneously in the braces above and below the beam leads to a significant underestimation of the unbalanced vertical force;
- in the case of split-X braces, considering only 45% of the strength of the braces located above the beam ensures a safety margin in the estimation of the unbalanced vertical force comparable to that achieved for chevron braced frames.

ACKNOWLEDGMENT

This research study has been partially supported by the University of Catania within the research project ‘Piano di incentivi per la ricerca di Ateneo 2024/2026 (Pia.ce.ri.) – Linea di Ricerca 1 – Progetti collaborativi (MITIGO), Department of Civil Engineering and Architecture.

REFERENCES

[1] CEN. EN 1998-1. EuroCode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Bruxelles: European Committee for Standardization; 2004.

[2] FprEN1998-1-2_2025_TC 250. EuroCode 8: Earthquake resistance design of structures. Part 1-2: Buildings. Version of FprEN 1998-1-2:2025, as submitted to TC 250 for preparation of the Formal Vote in October 2025

[3] AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-22. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2022

[4] CSA, CAN/CSA S16-19, Design of Steel Structures - Canadian Standard Association; 2019.

[5] Roeder CW, Sen AD, Terpstra C, Ibarra SM, Liu R, Lehman DE., Berman JW., Effect of beam yielding on chevron braced frames, *J. Constr. Steel Res* 2019, 159: 428–441.

[6] D’Aniello M, Costanzo S, Landolfo R. The influence of beam stiffness on seismic response of chevron concentric braces. *J. Constr. Steel Res.* 112: 305-324, 2015

[7] Redwood RG, Channagiri VS. Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel Frame. *Can. J. Civ. Eng.* 18(5): 839–850, 1991.

[8] Lacerte M, Tremblay R. Making use of brace overstrength to improve the seismic response of multistory split-X concentrically braced steel frames. *Can. J. Civ. Eng* 33(8): 1005–1021, 2006

[9] Costanzo S, D’Aniello M, Landolfo R. Seismic Design Rules for Ductile Eurocode Compliant Two Storey X Concentrically Braced Frames. *Steel Compos. Struct.*36(3): 273-291, 2020.

[10] Mahmoudi B, Imanpour A. Seismic Design of Steel Chevron and Split-X Concentrically Braced Frames. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 54(10): 2565-2585, 2025.

[11] Charney FA. Unintended consequences of modelling damping in structures. *J Struct Eng* 134(4):581-92, 2008.
[12] Uriz P, Filippou FC, Mahin SA. Model for cyclic inelastic buckling of steel braces. *J. Struct. Eng* ASCE 134 (4): 619-628, 2008.
[13] Hsiao PC, Lehman DE, Roeder CW. Improved analytical model for special concentrically braced frame. *J. Constr. Steel Res.* 73: 80–94, 2012.
[14] Bosco M. Influence of uncertainties on the seismic performance assessment of chevron braced frames. *Eng. Struct.* 294: 116594, 2023
[15] EN 1998-1-1:2024. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action; 2024.
[16] D.M. 17/01/2018. Norme Tecniche per le costruzioni (Provisions for constructions). Rome, 2018. (in Italian)
[17] Barbagallo, F.; Bosco, M.; Marino, E.; Rossi, P. Variable vs. invariable elastic response spectrum shapes: Impact on the mean annual frequency of exceedance of limit states. *Eng. Struct*. 214, 110620, 2020.
[18] Bosco M, Fiamingo A, Massimino RM, Rossi PP. An Assessment of the Seismic Performance of EC8-Compliant CBFs Taking into Account the Role of Soil: A Case Study. *Buildings* 14: 2161, 2024.
[19] Darendeli MB. Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves. Ph.D. Dissertation, The University of Texas at Austin, Austin, TX, USA, 2001.
[20] Tremblay R, Archambault MH, Filiatrault A. Seismic response of concentrically braced steel frames made with rectangular hollow bracing members, *J. Struct. Eng.* 129(12): 1626-1636, 2003.
[21] Marino EM. A unified approach for the design of high ductility steel frames with concentric braces in the framework of Eurocode 8. *Earthq. Eng. Struct. Dyn*. 43: 97-118, 2014.

KEYWORDS

Design procedures, split X-braces, unbalanced vertical force, dynamic analyses

RISULTATI PRELIMINARI DEL MONITORAGGIO STRUTTURALE DI UN EDIFICIO MULTIPIANO IN ACCIAIO ISOLATO ALLA BASE

PRELIMINARY RESULTS ON THE STRUCTURAL MONITORING OF A BASE-ISOLATED STEEL MULTI-STOREY BUILDING

Michele Morici
Lorenzo Principi
Laura Gioiella
Alessandro Zona
Graziano Leoni
Università di Camerino
Scuola di Architettura
e Design
Ascoli Piceno, Italy
michele.morici@unicam.it,
lorenzo.principi@unicam.it,
laura.gioiella@unicam.it,
alessandro.zona@unicam.it,
graziano.leoni@unicam.it

Fabio Micozzi
Università di Camerino
Scuola di Scienze
e Tecnologie
Camerino, Italy
fabio.micozzi@unicam.it

Andrea Dall'Asta
Università di Camerino
Scuola di Scienze
e Tecnologie
Camerino, Italy
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Milan, Italy
andrea.dallasta@unicam.it

ABSTRACT

Following the 2016 seismic sequence that struck Central Italy, several buildings were reconstructed using advanced seismic protection systems based on isolation and energy dissipation. Among them is the new Research Center of the University of Camerino (Chemistry Interdisciplinary Project, ChIP), funded by the Italian Department of Civil Protection. The project prioritized rapid construction and potential dismantling while ensuring a high level of seismic safety. The building consists of a steel superstructure with a pendular structural scheme, concentric inverted-V bracing, and a reinforced concrete substructure adapted to the site morphology. Seismic isolation is provided by a hybrid system combining high-damping rubber bearings and low-friction sliding devices, achieving a long isolation period. A dedicated push-and-release system was installed to assess the global dynamic response at displacement levels comparable to those expected during strong earthquakes, enabling both verification tests and periodic evaluations throughout the building's service life. A permanent structural health monitoring system was also implemented to continuously assess the

condtions under operational conditions and extreme events. The system performs scheduled ambient vibration recordings and automatically activates event-based acquisitions through threshold-triggered recording. This paper presents some results obtained from both ambient vibration monitoring and recordings collected during seismic events.

SOMMARIO

A seguito degli eventi sismici che nel 2016 hanno colpito l'Italia Centrale, numerosi edifici sono stati ricostruiti adottando sistemi di isolamento e dissipazione sismica. Tra questi rientra il nuovo Centro di Ricerca dell'Università di Camerino (Chemistry Interdisciplinary Project, ChIP), finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile. Il progetto ha privilegiato soluzioni in grado di garantire rapidità di costruzione e, se necessario, di smontaggio, assicurando al contempo elevate prestazioni nei confronti dell'azione sismica. La struttura è costituita da una sovrastruttura in acciaio con schema pendolare e controventi concentrici a V rovescia, sostenuta da una sottostruttura in calcestruzzo armato. L'isolamento sismico è affidato ad un sistema ibrido composto da isolatori elastomerici ad alto smorzamento e slitte a basso attrito. L'edificio è inoltre dotato di un sistema di spinta e rilascio per la valutazione sperimentale della risposta dinamica globale, utilizzabile sia in fase di collaudo sia durante la vita utile della struttura. Un sistema permanente di monitoraggio strutturale consente di verificare nel tempo le condizioni mediante acquisizioni periodiche e registrazioni automatiche attivate al superamento di soglie prestabilite. L'articolo presenta alcuni risultati ottenuti dalle registrazioni in condizioni ambientali e durante eventi sismici.

1 INTRODUZIONE

La vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio rappresenta ancora oggi una sfida cruciale nelle regioni soggette a terremoti, dove la necessità di garantire la sicurezza, la funzionalità e la resilienza delle infrastrutture essenziali ha favorito significativi progressi nell'ingegneria strutturale e nelle tecnologie di protezione sismica. Tra le strategie di mitigazione disponibili, l'isolamento sismico alla base ha ottenuto un ampio riconoscimento come una delle soluzioni più efficaci per ridurre le azioni agenti sulle strutture durante forti scuotimenti del suolo. Introducendo un'interfaccia deformabile e dissipativa tra sovrastruttura e fondazione, è possibile ridurre sensibilmente le accelerazioni indotte dal sisma nella sovrastruttura e gli spostamenti interpiano, limitando o annullando i danni sia agli elementi strutturali che non strutturali. L'adozione di questa tecnologia consente di garantire elevate prestazioni funzionali della struttura anche a seguito di eventi sismici, rendendola particolarmente indicata per edifici in cui la continuità operativa post-sisma è essenziale, come laboratori di ricerca, ospedali e centri di gestione delle emergenze.

Sebbene la progettazione e la modellazione numerica delle strutture isolate alla base abbiano raggiunto un elevato grado di sofisticazione, le prestazioni reali in esercizio sono influenzate da numerosi fattori non completamente stimabili in fase progettuale. Variazioni nelle proprietà meccaniche dei materiali, tolleranze e condizioni di installazione, fattori ambientali (come temperatura e umidità) e fenomeni di degrado progressivo possono contribuire a scostamenti rispetto al comportamento previsto [1][2]. Inoltre, l'interazione tra dispositivi di isolamento e sovrastruttura sotto carichi combinati sismici, ambientali e operativi rimane complessa, soprattutto nei sistemi ibridi che combinano diverse tipologie di dispositivi. In questo contesto, cresce l'esigenza di valutazioni prestazionali in situ a lungo termine, a supporto delle analisi di progetto e per l'aggiornamento dei modelli numerici e la gestione del ciclo di vita. A tal proposito, i sistemi di monitoraggio della salute strutturale (Structural Health Monitoring, SHM) si sono affermati come una tecnologia chiave per rispondere a questa esigenza. Integrando reti di sensori in grado di registrare accelerazioni, spostamenti, deformazioni e altri parametri di risposta, è possibile una valutazione continua o periodica dell'integrità strutturale [3]. Tali sistemi permettono di individuare l'innesco di danni,

il degrado progressivo e le variazioni della funzionalità, oltre a identificare tendenze indicative di un peggioramento delle prestazioni. Nelle strutture isolate alla base, i sistemi di monitoraggio svolgono inoltre un ruolo aggiuntivo fornendo un riscontro diretto sull'efficienza del sistema di isolamento, sulla validità dei modelli numerici in condizioni reali e consentono di rilevare eventuali scostamenti dalle ipotesi progettuali dopo eventi dinamici. L'impiego del monitoraggio negli edifici sismicamente isolati è quindi utile non solo per la valutazione post-evento, ma anche per il monitoraggio operativo, la validazione dei modelli e l'ottimizzazione delle prestazioni. Tuttavia, la letteratura riporta ancora un numero limitato di casi studio relativi a installazioni permanenti in edifici equipaggiati con sistemi di isolamento di nuova costruzione, soprattutto quando il monitoraggio viene integrato fin dalle prime fasi costruttive. Con l'obiettivo di ampliare le conoscenze disponibili sul monitoraggio di edifici isolati sismicamente, il presente lavoro presenta l'implementazione e i primi risultati di un sistema di monitoraggio permanente installato nel Centro di Ricerca Chemistry Interdisciplinary Project (ChIP) dell'Università di Camerino. Il ChIP è un edificio strategico progettato per ospitare strumentazioni sensibili e ad alto rischio dei laboratori di chimica e fisica [4]. L'edificio è stato realizzato in reazione alla crisi sismica del Centro Italia del 2016, con finanziamento del Dipartimento della Protezione Civile (DPC). Oltre alla sua normale destinazione d'uso, la struttura potrà essere adibita ad hub di coordinamento per le attività di protezione civile post-sisma nelle emergenze future. Per garantire tali funzioni, il progetto strutturale ha privilegiato la resilienza e la continuità operativa a seguito di eventi di elevata intensità, adottando un sistema di protezione sismica con isolamento alla base. La sovrastruttura articolata su due livelli al di sopra del piano di isolamento è costituita da telai pendolari in acciaio con controventi concentrici a V rovescia, mentre le sottostrutture sono in calcestruzzo armato. L'interfaccia di isolamento è realizzata mediante un sistema ibrido composto da 28 isolatori in gomma ad alto smorzamento e 36 appoggi scorrevoli a basso attrito; tale scelta è finalizzata a garantire un lungo periodo di isolamento e uno smorzamento moderato [5]. Inoltre, nella progettazione strutturale sono state previste ulteriori misure per incrementare le prestazioni nei confronti dell'azione sismica che hanno riguardato maggiori margini di capacità negli spostamenti e controventi in acciaio con comportamento elasto-plastico sovra-resistente per azioni estreme [6]. Inoltre, l'edificio è stato equipaggiato con un sistema di spinta e rilascio rapido progettato per la caratterizzazione sperimentale della risposta del sistema di isolamento installato per spostamenti compatibili con quelli attesi durante eventi sismici di elevata intensità. Il dispositivo è stato utilizzato per la verifica delle prestazioni in fase di collaudo e consente l'esecuzione di prove periodiche e ripetibili durante l'intera vita utile della struttura. Le campagne sperimentali eseguite nell'edificio nelle sue fasi di realizzazione basate su prove quasi statiche e dinamiche di rilascio in oscillazioni libere sono riportate in [7] e [8]. Infine, l'edificio è stato equipaggiato con un sistema di monitoraggio strutturale permanente destinato al monitoraggio vibrazionale a lungo termine, utile a rilevare variazioni delle proprietà modali nel tempo [9] dovute a degrado, invecchiamento o eventi estremi come terremoti e vento forte. Nel lavoro viene presentato il sistema di monitoraggio e le rielaborazioni delle misure acquisite durante un periodo di osservazione annuale, includendo analisi modali operative periodiche e la registrazione di un evento sismico reale (Mw = 3.4) avvenuto il 4 marzo 2025 con epicentro nei pressi di Foligno. I risultati ottenuti contribuiscono a una migliore comprensione del comportamento delle strutture ibride isolate alla base, evidenziando il valore dei dati del monitoraggio a lungo termine per la verifica delle prestazioni, l'aggiornamento dei modelli e la gestione del ciclo di vita in aree sismicamente attive.

2 IL CENTRO DI RICERCA "ChIP"

L'edificio ChIP (Fig. 1) ha sovrastruttura in acciaio costituita da un telaio pendolare controventato a due piani (Fig. 2a), che si sviluppa secondo una maglia modulare 7,2 m x 7,2 m, comprendente sette moduli in ciascuna direzione principale (Fig. 2b). Lungo l'intero perimetro dell'edificio è stata prevista uno zona a sbalzo aggiuntiva di 1,9 m, portando la pianta complessiva a 54,20 m × 54,20

m (Fig. 2b). In ciascuna direzione principale sono presenti quattro sistemi di controventamento concentrici a V rovescia (Fig. 2b). La sottostruttura è stata progettata per seguire la complessa morfologia del sito, caratterizzata da una significativa pendenza. Ciò ha richiesto l'impiego di fondazioni in calcestruzzo armato con geometria complessa in elevazione ma regolare in pianta con colonne rigide in calcestruzzo armato che collegano i vari livelli delle fondazioni all'interfaccia di isolamento (Fig. 2b). A causa delle condizioni geotecniche del sito, in particolare della variabilità dello spessore dello strato di terreno deformabile sottostante, sono state adottate fondazioni profonde. Il sistema di isolamento (Fig. 2c) adotta una configurazione ibrida costituita da 28 isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) posizionati lungo il perimetro esterno dell'edificio per migliorare la rigidezza torsionale e 36 appoggi scorrevoli a basso attrito (LFSB) collocati nelle zone interne per sostenere i carichi verticali più elevati (Fig. 2c). Il sistema è stato progettato per un periodo di isolamento T_{is} pari a 3,60 s.



Fig. 1. Vista del centro di ricerca ChIP

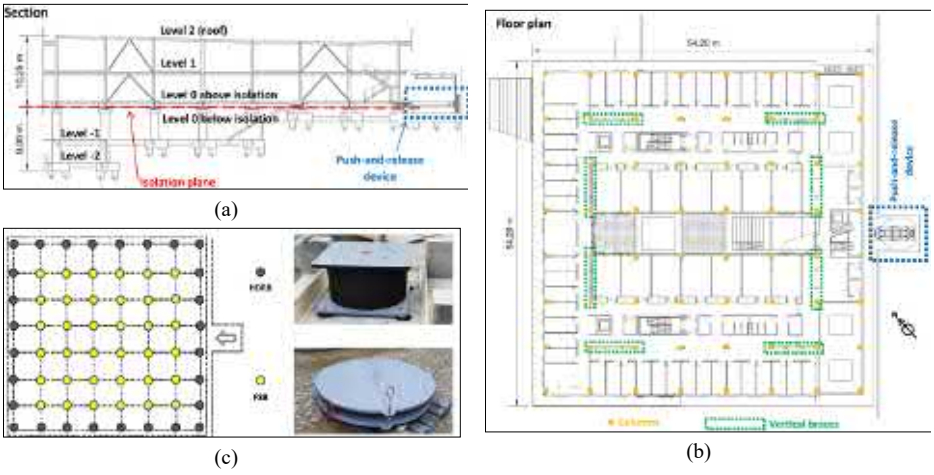


Fig. 2. (a) Sezione, (b) Pianta del Piano Terra e (c) sistema di isolamento del ChIP (da [7])

3 ANALISI DEI DATI ACQUISITI DAL SISTEMA DI MONITORAGGIO PERMANENTE

3.1 Descrizione del sistema di monitoraggio permanente

Il sistema di monitoraggio permanente è stato installato durante la fase costruttiva. I parametri monitorati includono accelerazioni a diversi livelli, spostamenti relativi e deformazioni nei dispositivi di controvento. La Fig. 3 illustra la disposizione dei sensori del sistema di monitoraggio permanente. La rete di sensori è distribuita su tre livelli principali ed è organizzata in due catene di misura indipendenti ma con registrazioni sincronizzate. Il sistema integra accelerometri digitali triassiali di tipo force-balance (AX), estensimetri installati nel sistema di controventamento (BX) e trasduttori di spostamento (DX) tra piano isolato e sottostrutture. In Tabella 1 sono riportate le principali caratteristiche della strumentazione utilizzata. Ogni catena di misura è collegata ad un datalogger di controllo che gestisce le modalità di acquisizione, il salvataggio dei dati e la sincronizzazione tramite temporizzazione con ricevitori GPS che forniscono il *timestamp* assoluto.
La prima catena di misura comprende sensori situati al Livello 0 al di sotto del piano di isolamento (sensori D1, D2 e A5) e al Livello 0 al di sopra del piano di isolamento (sensori B1 e A4), oltre a un accelerometro triassiale installato in una stazione in campo libero (FF) esterna alla struttura (sensore A6) e sufficientemente distante da non essere influenzato dalle vibrazioni della struttura stessa. La seconda catena di misura copre il Livello 0 sotto l'isolamento (sensori D3 e D4), il Livello 0 sopra l'isolamento (sensore A1), il Livello 1 (sensore B2) e il Livello 2 (sensori A2 e A3). Infine, una stazione meteorologica è stata installata al Livello 2 a partire dal 1° febbraio 2025.
Il sistema di monitoraggio permanente è stato programmato per eseguire acquisizioni periodiche dei segnali dei sensori ogni tre ore, con una durata di registrazione pari a un'ora per ciascuna sessione (destinate alle analisi di identificazione dinamica operazionale, OMA). Inolstre, è stato configurato una soglia di *trigger* sui canali accelerometrici per consentire l'acquisizione automatica delle risposte strutturali in occasione di eventi sismici che possano coinvolgere l'edificio.

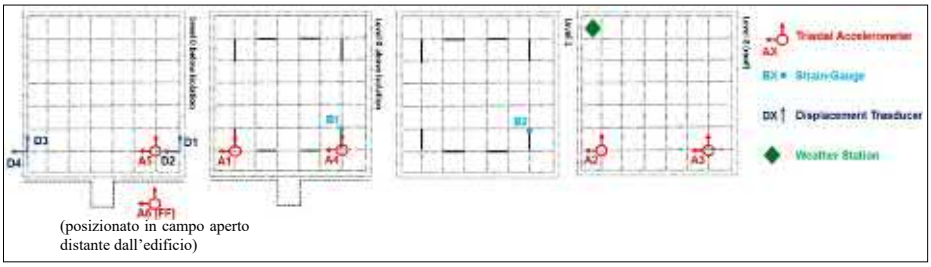


Fig. 3. Schema sistema di monitoraggio permanente: disposizione dei sensori in pianta e ai diversi livelli in elevazione

Tabella 1. Sensori del sistema di monitoraggio permanente

Tipo sensore	Marco e modello sensore	ID sensore
Accelerometri	GeoSIG Digital AC-73D-H	A1, A2, A3, A4, A5, A6
Estensimetri	Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) 1-CXY31-6/350ZE	B1, B2
Trasduttori	Gefran PC67-750	D1, D2, D3, D4

3.2 Validazione dei risultati di identificazione dinamica ottenuti dal sistema di monitoraggio permanente

I risultati ottenuti dal sistema di monitoraggio permanente installato sono stati validati mediante una campagna di identificazione dinamica di riferimento. Nell'ambito della campagna sperimentale sono stati installati otto accelerometri uniassiali in copertura orientati secondo le direzioni principali dell'edificio, in numero significativamente maggiore rispetto alla configurazione del sistema di monitoraggio permanente. La scelta di localizzare la strumentazione esclusivamente a tale livello è motivata dall'assenza di sensori al piano intermedio della sovrastruttura nel sistema permanente. Considerato che l'identificazione dinamica è stata condotta utilizzando registrazioni a basso contenuto energetico, prevalentemente riconducibili all'eccitazione ambientale, gli spostamenti del sistema di isolamento risultano trascurabili e la sovrastruttura può essere ragionevolmente considerata vincolata al terreno. La disposizione degli accelerometri uniassiali, riportata in Fig. 4 e le relative caratteristiche tecniche, riportate in Tabella 2, si riferiscono ai sensori installati in corrispondenza dei quattro angoli della copertura.
La configurazione ha permesso di: (i) verificare l'ipotesi di diaframma rigido della soletta di piano; (ii) analizzare la risposta strutturale in modo indipendente lungo le due direzioni principali (X e Y), superando la mancanza di forme modali chiaramente identificabili nei dati del monitoraggio permanente; e (iii) definire una condizione di riferimento (baseline) del comportamento dinamico dell'edificio, utile per l'interpretazione dei risultati del monitoraggio a lungo termine.

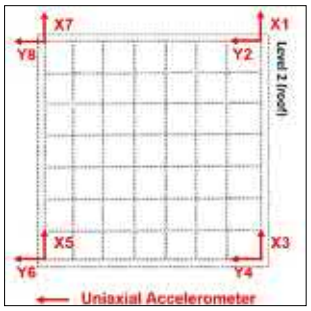
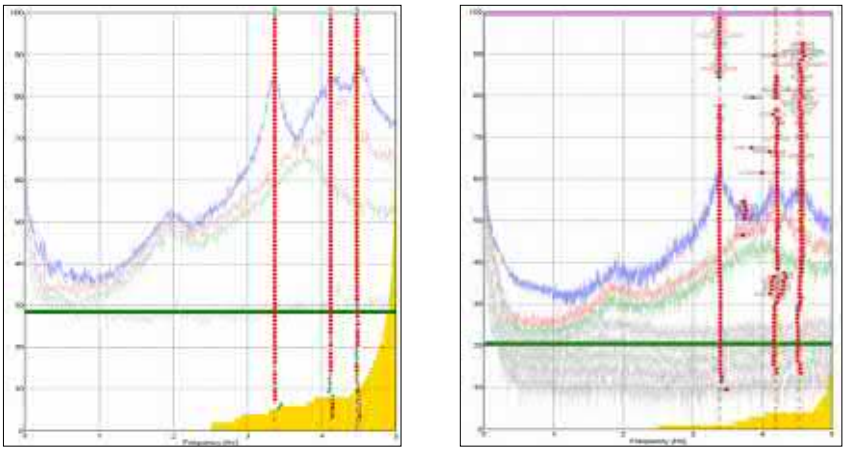


Fig. 4. Sistema di monitoraggio di validazione. Disposizione dei sensori in pianta al livello di copertura

Tabella 2. Sensori del sistema di monitoraggio temporaneo di validazione

Tipo sensore	Marco e modello sensore	ID sensore
Accelerometri	PCB Piezotronics 393B31	X1, X2, X3, X4, Y1, Y2, Y3, Y4

Le analisi di identificazione dinamica sono state eseguite utilizzando il software ARTeMIS Modal Pro 8.0 utilizzando l'estimatore SSI-UPCX ([10]-[13]). In Fig. 5 sono confrontati i diagrammi di stabilizzazione ottenuti dalle registrazioni del sistema di monitoraggio permanente (Fig. 5a) e dalla campagna sperimentale (Fig. 5b), utilizzando le registrazioni acquisite nelle stesse fasce orarie nel range di frequenze 0-5 Hz dove ricadono i primi 3 modi principali di vibrare dell'edificio. In questo intervallo, i primi tre modi stabili sono chiaramente identificabili e sono evidenziati mediante linee verticali di punti rossi, corrispondenti a picchi ben definiti che emergono distintamente rispetto al contenuto spettrale circostante. L'analisi del sistema di monitoraggio permanente (Fig. 5a) evidenzia modi stabili a 3,367 Hz, 4,122 Hz e 4,476 Hz, mentre il sistema di validazione (Fig. 5b) identifica modi a 3,392 Hz, 4,190 Hz e 4,523 Hz.



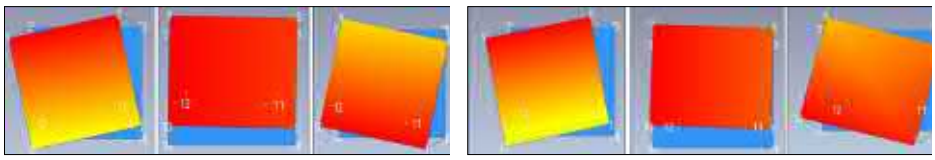
(a) (b)

Fig. 5. Diagrammi di stabilizzazione ottenuti mediante l'estimatore SSI-UPCX per i sistemi di monitoraggio con riferimento al range di frequenze 0 - 5 Hz: (a) permanente e (b) di validazione

I risultati ottenuti dall'analisi delle acquisizioni (Tabella 3) mostrano un buon accordo tra il sistema di monitoraggio permanente e quello di validazione, con una coerente identificazione dei primi tre modi: un modo roto-traslazionale nella direzione Y, un modo traslazionale nella direzione X e un modo torsionale. Anche le forme modali (Fig. 6) risultano essere coerenti tra i due sistemi di acquisizione. È interessante notare che il primo modo della struttura è un moto roto-traslazionale lungo l'asse Y; tale accoppiamento può essere attribuito a piccole irregolarità introdotte dalle disposizioni architettoniche e dalle aperture al livello di solaio (Fig. 2b), nonché a una distribuzione non perfettamente simmetrica di rigidezza e massa sia della sovrastruttura che della sottostruttura. Il secondo modo è un modo traslazionale "pulito" lungo l'asse X, mentre il terzo modo è puramente torsionale.

Tabella 3. Sensori del sistema di monitoraggio permanente

Sistema di monitoraggio permanente		Sistema di monitoraggio temporaneo	
Frequenza	Tipo	Frequenza	Tipo
3,367 Hz	Rototraslazionale Y	3,392 Hz	Rototraslazionale Y
4,122 Hz	Traslazionale X	4,190 Hz	Traslazionale X
4,476 Hz	Torsionale	4,523 Hz	Torsionale



(a) (b)

Fig. 6. Prime tre forme modali (da sinistra a destra: primo, secondo e terzo modo) identificate mediante: (a) il sistema di monitoraggio permanente e (b) validazione

3.3 Risultati delle analisi di identificazione dinamica continua

In Fig. 7 e Fig. 6 sono riportati i risultati delle identificazioni dinamiche ottenute dalle registrazioni periodiche durante l'arco della giornata programmate ogni 3 ore per una durata di 1 ora dal sistema di monitoraggio permanente adottando e l'estimatore SSI-UPCX del software ARTeMIS Modal Pro 8.0; i risultati si riferiscono alle rielaborazioni nel periodo compreso tra il 9 maggio 2024 e il 12 luglio 2025. Nella figura è riportata l'evoluzione delle frequenze naturali dei primi tre modi di vibrare (F1 in rosso, F2 in verde e F3 in blu), con valori medi pari rispettivamente a circa 3,392 Hz, 4,159 Hz e 4,450 Hz. I dati evidenziano un andamento stabile e coerente nel tempo, caratterizzato da lievi fluttuazioni attribuibili verosimilmente a rumore di misura o a effetti ambientali temporanei, senza variazioni significative delle proprietà dinamiche della struttura.

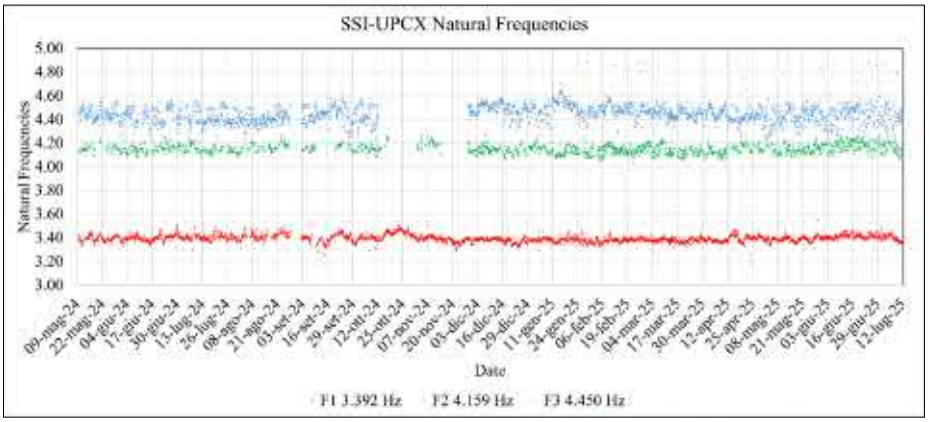


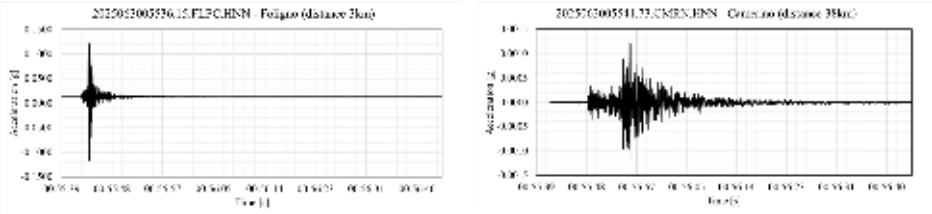
Fig. 7. Evoluzione delle prime tre frequenze di vibrazione (F1, F2, F3) dell'edificio ChIP identificate mediante l'estimatore SSI-UPCX.

3.4 Analisi delle acquisizioni a seguito di eventi sismici registrati

Questa sezione presenta i risultati ottenuti dalle misurazioni registrate dai sensori del sistema di monitoraggio permanente durante un evento sismico significativo che ha interessato l'area. Il terremoto, di magnitudo 3.4, si è verificato il 4 marzo 2025 alle 00:55:40 UTC, con epicentro localizzato 2 km a sud-ovest di Foligno (PG), alle coordinate 42,9430 di latitudine e 12,6892 di longitudine, e a una profondità di 10 km. La distanza tra l'edificio ChIP e l'epicentro è pari a 38,4 km (Fig. 8). Il segnale sismico più vicino all'area epicentrale (Fig. 9a) è stato registrato dalla stazione appartenente alla Rete Accelerometrica Nazionale (RAN), NetCode IT, stazione FLPC, canale HNN, situata a 3 km dall'epicentro (latitudine 42,9683, longitudine 12,7037), con un valore di Peak Ground Acceleration (PGA) pari a 0,1226 g. Il segnale sismico più vicino all'edificio ChIP (Fig. 9b) è stato registrato da un'altra stazione della rete RAN, situata a 650 m di distanza, NetCode IT, stazione CMRN, canale HNN (latitudine 43,1392, longitudine 13,0718), che ha registrato un valore di PGA pari a 0,00126 g.



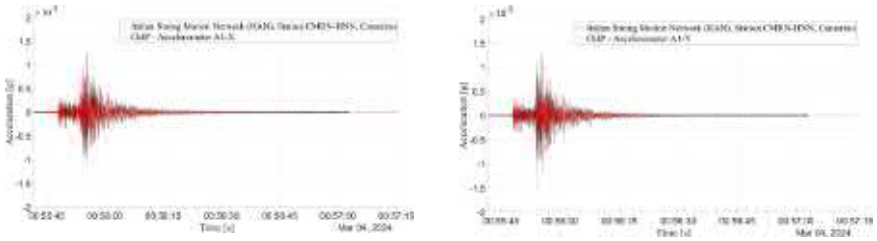
Fig. 8. Localizzazione geografica dell'epicentro del terremoto e relativa distanza rispetto all'edificio ChIP.



(a) (b)

Fig. 9. Accelerazioni sismiche registrate il 4 marzo 2025 dalle stazioni (a) FLPC.HNN e (b) CMRN.HNN.

La Fig. 10 presenta un confronto tra il segnale sismico registrato dalla stazione IT-CMRN-HNN e quelli registrati dall'accelerometro A1 installato al Livello 0 dell'edificio ChIP, immediatamente sopra il sistema di isolamento, nelle direzioni X (Fig. 10a) e Y (Fig. 10b). La stazione sismica è situata a circa 650 m dall'edificio e i segnali risultano confrontabili. Alla stazione sismica è stato registrato un valore di PGA pari a 0,00126 g, mentre il sensore A1 ha misurato valori pari a 0,00098 g nella direzione X e 0,00116 g nella direzione Y.



(a) (b)

Fig. 10. Confronto tra il segnale sismico registrato dalla stazione IT-CMRN-HNN e il segnale registrato dall'accelerometro A1 installato nell'edificio ChIP (Livello 0, sopra il sistema di isolamento) nelle direzioni (a) X e (b) Y.

La Fig. 11 presenta la storia temporale della forza di taglio registrata dall'estensimetro SGB1 installato sul controvento verticale in acciaio al Livello 0, sopra il sistema di isolamento. Il valore massimo della forza di taglio registrato è pari a 4,61288 kN.

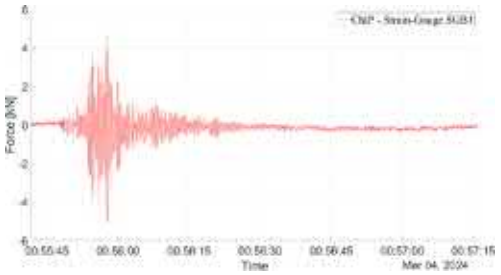
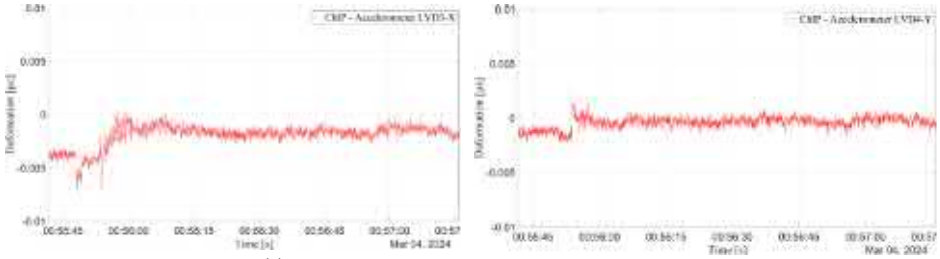


Fig. 11. Storia temporale della forza di taglio registrata dal sensore SGB1 installato sul controvento verticale in acciaio dell'edificio ChIP al Livello 0, sopra il sistema di isolamento.

Infine, la Fig. 12 mostra la risposta sismica registrata dai LVDT installati al Livello 0, al di sotto del sistema di isolamento. La deformazione massima misurata è pari a 0,00755 με nella direzione X e 0,00256 με nella direzione Y.



(a) (b)

Fig. 12. Storia temporale delle deformazioni registrate dai sensori LVDT installati al Livello 0, al di sotto del sistema di isolamento, nelle direzioni (a) X e (b) Y.

CONCLUSIONI

In questo lavoro sono stati presentati i risultati preliminari di analisi modali operazionali eseguite sull'edificio in acciaio con isolamento alla base ChIP dell'Università di Camerino, basati su dati provenienti da un sistema di monitoraggio permanente integrato durante la fase costruttiva e validato mediante una campagna sperimentale. Il confronto dei risultati ottenuti dai due sistemi di monitoraggio ha mostrato un'eccellente coerenza in termini di frequenze naturali e forme modali, confermando l'affidabilità dell'installazione permanente. Le analisi a lungo termine dei dati acquisiti dal monitoraggio permanente hanno evidenziato parametri modali altamente stabili, con una variabilità trascurabile nell'arco di oltre un anno. Le registrazioni relative a un evento sismico locale hanno inoltre fornito evidenze fondamentali delle prestazioni sismiche in esercizio della struttura ibrida a isolamento alla base. Questi risultati dimostrano la capacità del sistema di monitoraggio di fornire informazioni accurate, continue e utilizzabili per la valutazione strutturale in tempo reale e per la gestione delle prestazioni lungo il ciclo di vita, in condizioni operative e sismiche.

REFERENCES

[1] Van Engelen, N., Kelly, G., 2015. Retest of seismic isolation bearings after 30 years, Struct. Control Health Monit., 22 139–151.

[2] Ragni, L., Micozzi, F., Dall'Asta, A., 2025. Long-term viscous effects of in-field tests on HDRBs-based seismic isolation systems. Engineering Structures 339, 120647.
[3] Bao, Y., Chen, Z., Wei, S., Xu, Y., Tang, Z., Li, H., 2019. The State of the Art of Data Science and Engineering in Structural Health Monitoring. Engineering 5, 234–242.
[4] Dall'Asta, A., Leoni, G., Micozzi, F., Gioiella, L., Ragni, L., 2020. A Resilience and Robustness Oriented Design of Base-Isolated Structures: The New Camerino University Research Center. Front. Built Environ, 6, 50.
[5] Ragni, L., Micozzi, F., Tubaldi, E., Dall'Asta, A., 2019. Seismic behaviour of a rc frame isolated by hdnr bearings under increasing seismic intensity levels. In Proceedings of the 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2019); Institute of Structural Analysis and Antiseismic Research School of Civil Engineering National Technical University of Athens (NTUA) Greece: Crete, Greece, 2019; pp 3344–3356.
[6] Dall'Asta, A., Leoni, G., Micozzi, F., Gioiella, L., Ceccolini, N., Ragni, L., 2021.The new Camerino university research center: design of the base-isolated buinding and dynamic testing; Athens, Greece, 2021; pp 4005–4014.
[7] Dall'Asta, A., Leoni, G., Gioiella, L., Micozzi, F., Ragni, L., Morici, M., Scozzese, F., Zona, A., 2022. Push-and-Release Tests of a Steel Building with Hybrid Base Isolation. Engineering Structures, 272, 114971.
[8] Dall'Asta, A., Leoni, G., Gioiella, L., Micozzi, F., Ragni, L., Morici, M., Scozzese, F., Zona, A., 2023. Preliminary Results from Push-and-Release Tests of a Base-Isolated Building in Camerino, Italy. Procedia Structural Integrity, 44, 862–869.
[9] Ierimonti, L., Venanzi, I., Cavalagli, N., Comodini, F., Ubertini, F., 2020. An Innovative Continuous Bayesian Model Updating Method for Base-Isolated RC Buildings Using Vibration Monitoring Data. Mechanical Systems and Signal Processing, 139, 106600.
[10] Döhler, M., Mevel, L., 2013. Efficient multi-order uncertainty computation for stochastic subspace identification. Mechanical Systems and Signal Processing, 38(2), 346-366.
[11] Reynders, E., Pintelon, R., De Roeck, G., 2008. Uncertainty bounds on modal parameters obtained from stochastic subspace identification. Mechanical systems and signal processing, 22(4), 948-969
[12] Mellinger, P., Döhler, M., Mevel, L., 2016. Variance estimation of modal parameters from output-only and input/output subspace-based system identification. Journal of Sound and Vibration, 379, 1-27.
[13] Structural Vibration Solutions A/S. (2026). *ARTeMIS Modal* (Version 8.0) [Computer software]. Aalborg, Denmark.

KEYWORDS

Structural health monitoring, operational modal analysis, base isolation, steel structures, seismic monitoring, hybrid isolation systems, earthquake response, long-term structural monitoring.

ADEGUAMENTO SISMICO DEL COLLEGIO FAZZINI MEDIANTE CONTROVENTI ESTERNI IN ACCIAIO E MONITORAGGIO STRUTTURALE INTEGRATO

SEISMIC RETROFIT OF THE FAZZINI COLLEGE THROUGH EXTERNAL STEEL BRACINGS AND INTEGRATED STRUCTURAL MONITORING

Laura Gioiella
Michele Morici
Alessandro Zona
Graziano Leoni
Università di Camerino
Scuola di Architettura
e Design
Ascoli Piceno, Italy
laura.gioiella@unicam.it,
michele.morici@unicam.it,
alessandro.zona@unicam.it,
graziano.leoni@unicam.it

Fabio Micozzi
Università di Camerino
Scuola di Scienze
e Tecnologie
Camerino, Italy
fabio.micozzi@unicam.it

Andrea Dall'Asta
Università di Camerino
Scuola di Scienze
e Tecnologie
Camerino, Italy
Istituto Nazionale di Geofisica
e Vulcanologia, Milan, Italy
andrea.dallasta@unicam.it

ABSTRACT

Following the 2016 Central Italy seismic sequence, the Fazzini College of the University of Camerino, a reinforced concrete frame building constructed in the early 1970s without seismic detailing, is currently undergoing a comprehensive seismic retrofit aimed at enhancing resilience and robustness while minimizing interference with the existing structure. The adopted strategy is based on external steel bracing systems equipped with fluid viscous dampers, founded on independent deep foundations and connected to the building through localized reversible interfaces. This solution significantly reduces structural and non-structural damage under design and beyond-design seismic events, while minimizing downtime and simplifying inspection and maintenance. The retrofit design is based on a three-element model accounting for the contribution of non-structural components and supported by an extensive knowledge phase, including repeated dynamic identification campaigns performed before and after demolition works. A further distinctive aspect is the implementation of a permanent structural health monitoring system integrating conventional sensors with computer vision for continuous monitoring of global and local structural response and rapid post-earthquake safety assessment. The paper presents the adopted retrofit strategy, the main on-site

construction solutions, and the expected effectiveness of the proposed external passive bracing system.

SOMMARIO

A seguito della sequenza sismica dell'Italia Centrale del 2016, il Collegio Fazzini dell'Università di Camerino, edificio a telaio in calcestruzzo armato realizzato nei primi anni Settanta in assenza di dettagli costruttivi sismici, è interessato da un intervento di miglioramento sismico finalizzato ad incrementarne resilienza e robustezza limitando le interferenze con la struttura esistente. La strategia adottata prevede l'installazione di sistemi di controventamento esterni in acciaio equipaggiati con dissipatori fluido-viscosi, fondati su pali indipendenti e collegati all'edificio mediante connessioni reversibili. Tale soluzione riduce il danneggiamento strutturale e non strutturale, minimizza i tempi di inattività e semplifica le operazioni di ispezione e manutenzione. La progettazione si basa su un modello a tre elementi che considera anche il contributo delle componenti non strutturali ed è supportata da un'estesa fase di conoscenza, comprendente ripetute campagne di identificazione dinamica eseguite prima e durante le fasi di cantiere. L'intervento prevede inoltre un sistema permanente di monitoraggio strutturale che integra sensoristica convenzionale e tecniche di computer vision per il controllo continuo della risposta della struttura e la rapida valutazione della sicurezza dopo eventi sismici. Il contributo presenta la strategia di intervento, le principali soluzioni adottate e l'efficacia attesa del sistema di controventamento passivo esterno.

1 INTRODUCTION

The seismic retrofit of existing buildings remains one of the most challenging topics in structural engineering, especially in countries such as Italy, where a large portion of the built environment was designed prior to the introduction of modern seismic codes. Traditional strengthening interventions often require extensive modifications of the existing structural system, widespread local strengthening of structural members, prolonged interruption of building occupancy, and significant construction costs.

Over the last two decades, increasing attention has been devoted to retrofit strategies capable of improving structural resilience by limiting damage, reducing downtime, preserving building functionality, and protecting non-structural components [1]. Within this framework, passive energy dissipation systems have emerged as attractive solutions owing to their capability to reduce both deformation demands and floor accelerations [2].

Several external passive retrofit configurations have been proposed in recent years [3]-[5]. In the present study, a fixed-base configuration was adopted, where Fluid Viscous Dampers (FVDs) are installed between the existing building and external steel bracings.

Unlike conventional strengthening approaches, the effectiveness of these systems strongly depends on the mechanical interaction between the retrofit system and the protected structure, with the relative stiffness between the existing building and the external steel bracing system representing one of the key design parameters [6].

This paper presents the seismic retrofit of the Fazzini College, combining external steel bracings equipped with FVDs, replacement of damaged masonry infills, diaphragm strengthening, and a permanent monitoring system integrating conventional sensors with vision-based technologies [7].

2 THE FAZZINI COLLEGE AND THE SEISMIC DAMAGE OBSERVED DURING THE 2016 CENTRAL ITALY SEQUENCE

The Fazzini College is a reinforced concrete framed building located in Camerino, Central Italy. It was constructed in the early 1970s, before the municipality was classified as a seismic area in 1983, and was therefore designed without explicit seismic provisions.
The building has a rectangular plan measuring approximately 30.2 × 25.0 m, with an internal courtyard starting from the first floor. It consists of one basement level, five storeys above ground and an accessible attic, for a total height of approximately 21 m (Fig. 1).

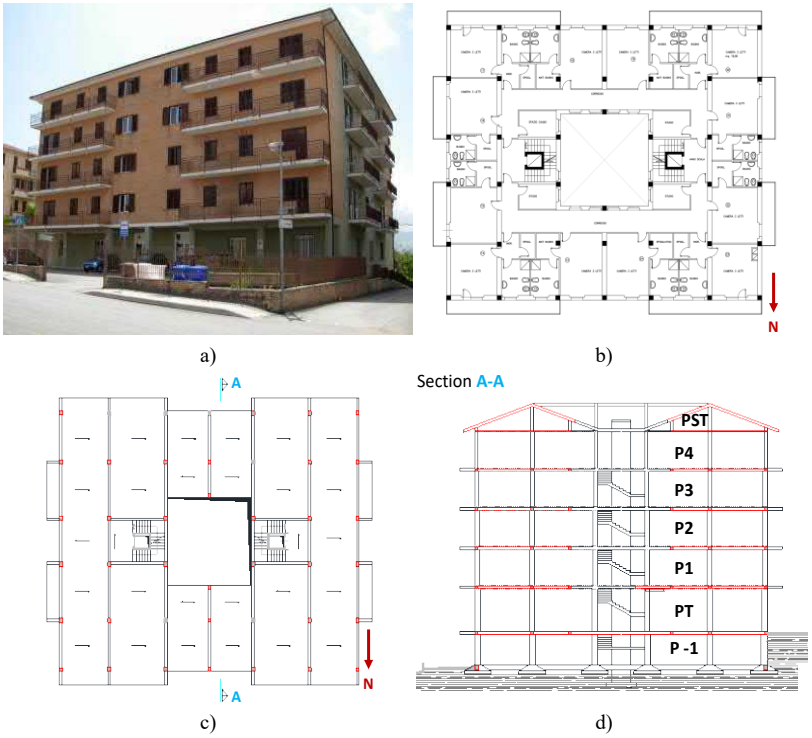


Fig. 1. a) picture of the Fazzini college before 2016; b) architectural layout of the building; c) structural layout of a floor type; d) structural section of the building

The lateral load-resisting system consists of monodirectional reinforced concrete frames arranged orthogonally to the main façade. Floors are composed of hollow clay block reinforced concrete slabs (18+3 cm), with an unreinforced concrete topping slab that does not ensure rigid diaphragm behaviour under seismic actions. A further peculiarity is represented by the partially prefabricated REP beam system, widely used in Italy during the 1970s. The presence of the steel bottom plate and the limited beam depth (21 cm, same thickness of the floors) significantly complicated the identification of the reinforcement layout during the knowledge phase. Moreover, the reinforced concrete elevator cores are structurally disconnected from both the floor slabs and the staircase system, resulting in an unconventional structural configuration.

The absence of the original structural drawings required an extensive experimental investigation programme to reconstruct both the structural geometry and the reinforcement details.
The building experienced no observable damage during the 24 August 2016 Amatrice earthquake. However, the subsequent seismic events of 26 and 30 October caused widespread damage, mainly affecting the masonry infills and internal partition walls, while the reinforced concrete structural system remained only slightly damaged (Fig. 2).
The observed damage highlighted the significant structural role of the existing infills, whose contribution to the global stiffness was highly irregular because of the presence of different wall typologies throughout the building (Fig. 3). At the same time, the poor thermal performance of the original envelope and the extensive earthquake damage led to the decision to completely replace the masonry infills with lightweight dry construction systems. Besides improving the building energy performance, this solution reduced the seismic mass and eliminated the irregular stiffness contribution of the original non-structural components.



a) b)

Fig. 2. Pictures of the seismic damage suffered by the Fazzini college in 2016 a) damages to external infills; b) damages to the stairs of the lower elevations

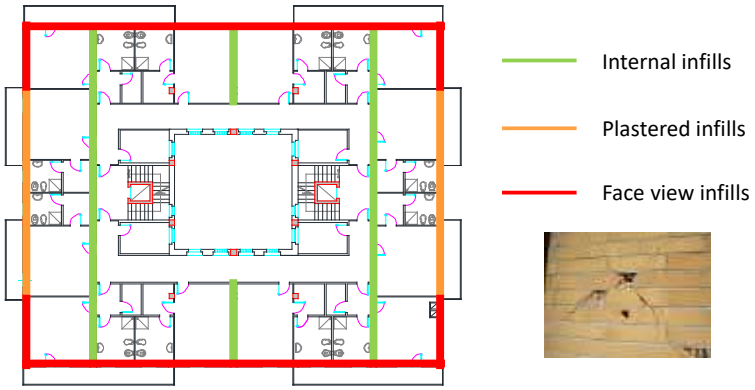


Fig. 3. Distribution of the original masonry infill typologies

3 KNOWLEDGE PHASE AND DYNAMIC CHARACTERIZATION

A reliable characterization of the existing structure represented a fundamental prerequisite for the retrofit design. Unlike conventional strengthening interventions, where effectiveness mainly depends on increasing the resistance of structural members, external passive systems are strongly influenced by the mechanical interaction established between the retrofit system and the protected building. Consequently, the knowledge phase was aimed not only at determining material properties and structural details, but also at characterizing the global dynamic behaviour of the structure.
Since the original structural drawings were unavailable, an extensive experimental investigation campaign was carried out, complemented by a simulated design according to the regulations in force in the early 1970s. The investigation programme included geometric surveys, endoscopic inspections, local destructive investigations, magnetometric surveys, material characterization tests on concrete and reinforcing steel, and full-scale load tests on representative beams and floor systems, ultimately allowing the achievement of Knowledge Level LC3 according to the current Italian Standard (NTC2018) [8].
Particular attention was devoted to the characterization of the partially prefabricated REP beam system, whose steel bottom plate significantly complicated the identification of the reinforcement layout through conventional non-destructive techniques. The experimental investigations confirmed the adequacy of the original horizontal structural system under gravity loads and provided the mechanical properties required for the numerical modelling.
Besides the local investigations, three ambient vibration campaigns were performed by means of accelerometers installed throughout the building to characterize its global dynamic behaviour. The first campaign was conducted on 29 August 2016, immediately after the Amatrice earthquake, when no structural or non-structural damage had yet occurred. The second campaign was carried out in June 2018 after the October 2016 seismic sequence, while the third one was performed in July 2025 during the retrofit works, after the demolition of the original masonry infills and most of the internal partitions.
The identified modal properties clearly documented the evolution of the structural stiffness over time (Fig. 4). Table 1 reports the first three natural frequencies obtained during the three campaigns. Since the residual structural mass in July 2025 was approximately 47% of the original one, the equivalent frequencies f* are also reported to enable a direct comparison.

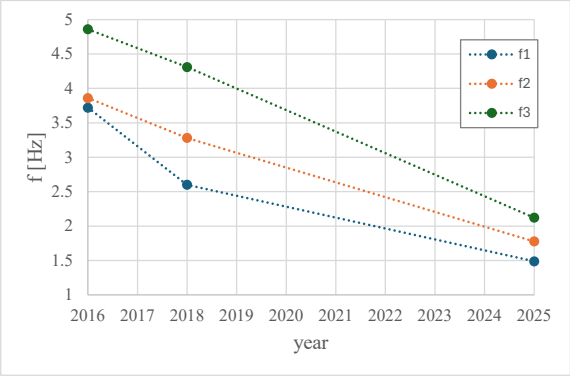
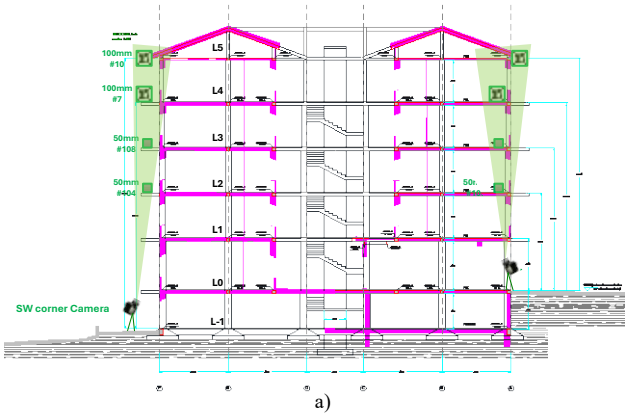


Fig. 4. Frequencies evolution from 2016 (undamaged reference condition) up to 2025 (retrofit works)

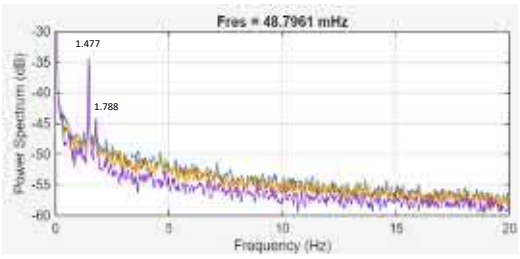
Table 1. Fundamental frequencies identified over time (2016-2025)

Mode	Undamaged original building 29/08/2016 f [Hz]	Post-earthquake condition 05/06/2018 f [Hz]	During retrofit works 18/07/2025 f [Hz]	f* [Hz]
1	3.72	2.6	1.488	1.019
2	3.86	3.28	1.777	1.216
3	4.86	4.31	2.122	1.453

The comparison between the three experimental campaigns provides direct evidence of the significant contribution of non-structural components to the global stiffness of the building. Both the earthquake-induced damage and the subsequent removal of infills and partitions produced measurable reductions in the identified frequencies, demonstrating that modelling the structure as a bare reinforced concrete frame would significantly underestimate its effective lateral stiffness.
During the latest experimental campaign, the modal frequencies identified through accelerometric measurements were independently confirmed by the vision-based monitoring system developed by the authors [10]-[12] (Fig. 5), further validating the adopted monitoring approach.
Finally, the experimental characterization provided the information required to calibrate the numerical model adopted for the retrofit design and, more importantly, to correctly estimate the effective stiffness parameter K_0, which governs the efficiency of the proposed external passive retrofit system



a)



b)

Fig. 5. Dynamic identification through computer vision in July 2025: a) cameras layout; b) fundamental frequencies identified

4 THE DESIGN APPROACH

The retrofit strategy adopted for the Fazzini College aims to control the global seismic response by limiting displacement demands and dissipating seismic energy through an external fixed-base passive protection system. In this configuration, FVDs are installed at floor level between the existing reinforced concrete structure and an external steel bracing system. The preliminary design was based on the simplified three-element model [9], schematically shown in Fig. 6, consisting of:

- the effective lateral stiffness of the existing building, represented by parameter K_0;
- the stiffness of the external steel bracing system, represented by parameter K_1;
- the additional damping contribution provided by the fluid viscous dampers installed between the two systems C.

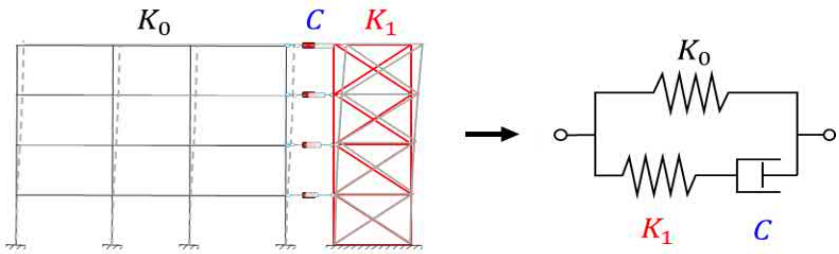


Fig. 6. The three-element model used for the preliminary design of the retrofit with an external passive fixed base system

4.1 The role of stiffness in external passive systems

Within the three-element simplified framework, one of the parameters primarily governing retrofit effectiveness is the relative stiffness ratio $r = K_1/K_0$. The physical interpretation of this parameter is straightforward. The stiffer the external bracing system relative to the protected structure, the greater the amount of added damping of the retrofitted system, $\xi_{d,eq}$. This latter too depends on the value of the relative stiffness ratio r as shown in Fig. 7.

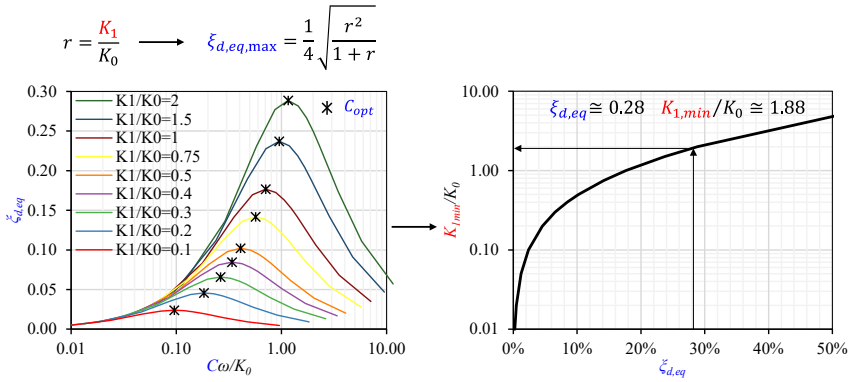


Fig. 7. Variation of the amount of added damping of the retrofitted system, $\xi_{d,eq}$, as a function of the relative stiffness ratio r

This formulation highlights a fundamental aspect: the effectiveness of external passive systems strongly depends on an accurate estimation of the effective stiffness of the existing building.
In the Fazzini College, masonry infills and partitions significantly contribute to the global lateral stiffness. Neglecting their contribution would underestimate K_0, overestimate the stiffness ratio K_1/K_0 and consequently the expected retrofit efficiency.
The dynamic identification campaigns confirmed this behaviour. The reduction of the identified natural frequencies after the 2016 seismic sequence and, more markedly, after demolition of the original infills, clearly demonstrates the stiffening contribution of the non-structural components.
The original masonry infills were therefore replaced by lightweight dry construction systems. This solution produced multiple advantages: reduction of the global seismic mass, improved regularity of structural behaviour, elimination of potential brittle non-structural damage mechanisms, and substantial improvement of the overall energy performance of the retrofitted building.
Therefore, the contribution of the infills had to be accurately quantified during modelling, although it was intentionally modified in the final retrofit configuration.
Consequently, a further important design implication concerns the field of applicability of external passive retrofit systems. Since retrofit effectiveness increases with the stiffness ratio K_1/K_0, these systems are particularly suitable for relatively flexible structures, such as existing reinforced concrete frame buildings designed without modern seismic provisions. Conversely, their application becomes progressively less attractive when dealing with inherently stiff structural systems.
For example, masonry buildings typically exhibit very high lateral stiffness values. In such cases, achieving sufficiently large values of K_1 would require extremely stiff external steel systems, leading to oversized structural members, heavier foundations, increased construction costs, and reduced overall economic convenience.

4.2 Retrofit intervention details

The retrofit was conceived to significantly improve the seismic performance of the building while minimizing modifications to the existing reinforced concrete structure. The design objective was to maintain the original frame substantially within the elastic range by transferring most of the seismic demand to the external passive system.
The retrofit system consists of four external steel bracings independently founded and connected to the building through thirty-two FVDs installed along the upper four storeys, where the largest relative displacements are expected (Fig. 8)

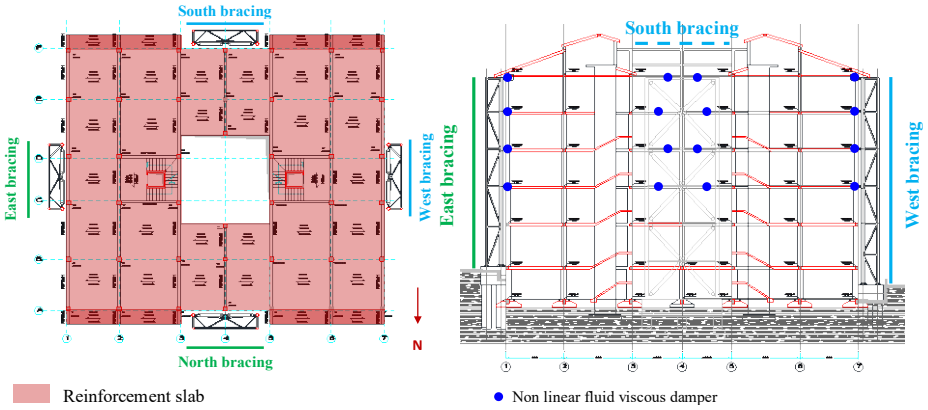


Fig. 8. Schematic views of the Fazzini College retrofit

The nonlinear FVDs ($\alpha = 0.5$; $C = 360$ (kNs/m)$^{\alpha}$) were designed for the Collapse Limit State (SLC), with a maximum displacement capacity of ±100 mm and a force capacity exceeding 250 kN.
Despite the addition of the external steel system, the overall seismic mass remained practically unchanged thanks to the replacement of the original masonry infills with lightweight dry construction systems.
An additional fundamental component of the intervention concerned the strengthening of the horizontal floor diaphragms, since the adopted external passive system relies on the effective redistribution of seismic forces among all resisting structural components. To achieve such an expected behaviour, the original flooring system, covering the structural existing 3 cm slab was completely removed. This operation allowed the construction of a new lightweight structural concrete topping slab mechanically connected to the existing slabs and beams thus configuring rigid diaphragms.
Localized strengthening measures were introduced at the connection zones to safely transfer the forces generated by the dissipative devices.
Nonlinear dynamic analyses confirmed the effectiveness of the retrofit by significantly reducing both inter-storey drifts and floor accelerations. Since the original masonry infill walls were replaced with lightweight dry partition systems, the code [8] drift limit is $0.01 \cdot h_i$ (black solid line). The mean peak drifts at SLD, Life Safety Limit State (SLV) (green dashed lines), and SLC (violet dashed lines) all satisfy this requirement, confirming the effectiveness of the retrofit in limiting structural and non-structural damage. At the SLC, the maximum inter-storey drift remains below $0.007 \cdot h_i$, well below the code limit and close to the $0.005 \cdot h_i$ (red solid line) threshold typically associated with brittle infill walls.

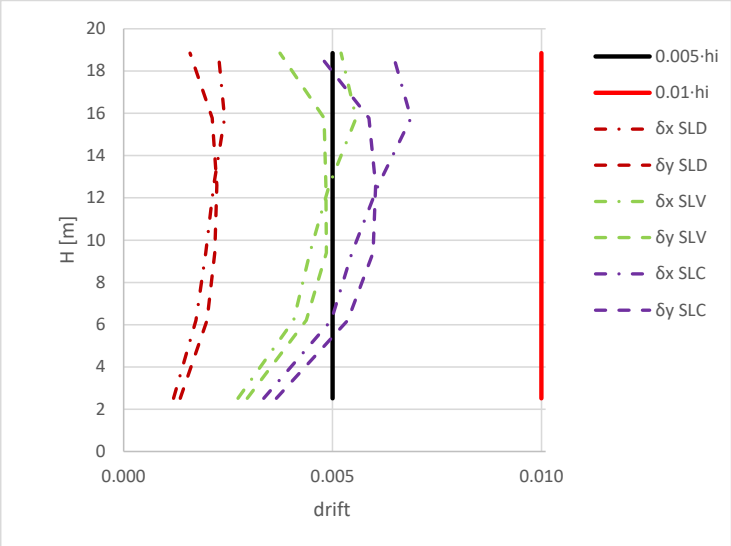


Fig. 9. Mean peak inter-storey drifts recorded at SLD, SLV and SLC

5 INTEGRATED PERMANENT MONITORING SYSTEM

A distinctive aspect of the retrofit intervention is the implementation of a permanent structural monitoring system conceived as an integral component of the seismic protection strategy rather than as an auxiliary system installed after retrofit completion.

The monitoring architecture adopts a hybrid approach combining conventional instrumentation (contact sensors) and vision-based technologies to continuously track both the global dynamic behaviour of the building and the local response of the external passive retrofit system throughout its service life (Fig. 10).
The conventional instrumentation includes accelerometers for global dynamic identification, strain gauges installed on selected members of the external steel bracing system to monitor local stress demands, and displacement transducers located at the uppermost FVDs to directly measure the relative displacement demand.
The conventional instrumentation is complemented by a vision-based monitoring system previously validated through several full-scale structural applications [10]-[12]. Unlike contact sensors, computer vision provides direct non-contact measurements of multi-storey displacements, enables the simultaneous monitoring of multiple targets, and offers an independent validation of conventional measurements. Moreover, direct displacement measurements avoid the need for double integration of acceleration records, a procedure that is often affected by baseline correction issues and error accumulation. Since both structural and non-structural damage are primarily governed by displacement demand, the proposed vision-based system provides direct access to the physical quantity governing the structural response.
Beyond long-term monitoring, the hybrid monitoring system represents an effective tool for rapid post-earthquake assessment. By simultaneously tracking the global structural response, the activation of the dissipative devices, and the evolution of floor displacements, it enables near real-time evaluation of the residual structural safety and supports post-earthquake decision-making.

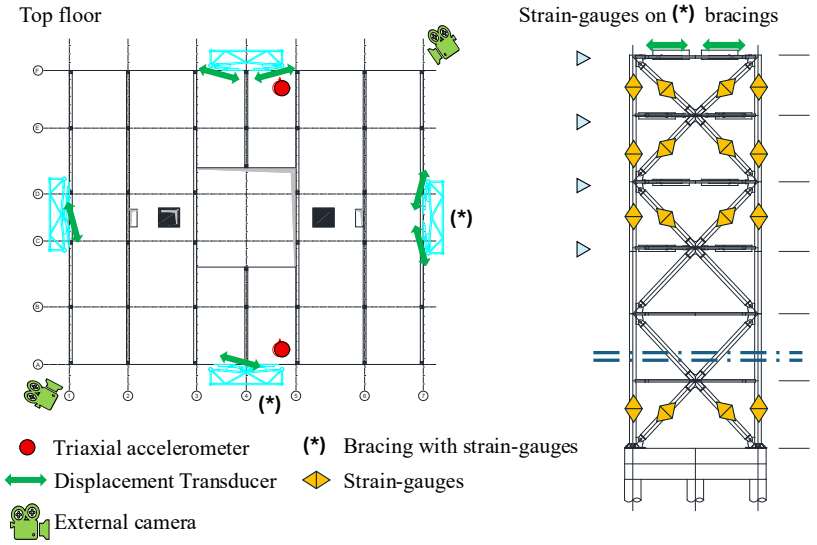


Fig. 10. Layout of the top floor hybrid monitoring system

6 CONCLUSIONS

This paper presented the seismic retrofit intervention currently under construction for the Fazzini College building of the University of Camerino; the following conclusions can be drawn:

- the three-element model shows that the efficiency of the retrofit strategy strongly depends on the relative stiffness ratio between the external steel bracing system and the structure to be protected
- accurate estimation of the effective structural stiffness, including the contribution of non-structural components, is essential for the correct design of external passive retrofit systems;
- the applicability of external passive systems cannot be considered universal, but should always be evaluated considering the stiffness characteristics of the structure to be protected
- the integration of conventional instrumentation and vision-based monitoring extends the retrofit philosophy beyond seismic strengthening, enabling continuous structural assessment and rapid post-earthquake safety evaluation;
- computer vision also provides a direct measurement of multi-storey global displacements, complementing conventional contact sensors.

REFERENCES

[1] Freddi, F., Galasso, C., Cremen, G., Dall'Asta, A., Di Sarno, L., Giaralis A., Gutierrez-Urzua, F., Malaga-Chuquitaype, C., Mitoulis, S.A., Petrone, C., Sextos, A., Sousa, L., Tarbali, K., Tubaldi, E., Wardman, J., Woo, G. Innovations in earthquake risk reduction for resilience: Recent advances and challenges. *International Journal Of Disaster Risk Reduction*, vol. 60, 2021. doi: 10.1016/j.ijdrr.2021.102267

[2] Christopoulos C., Filiatrault A. Principles of passive supplemental damping and seismic isolation. Pavia, Italy: IUSS Press, (2006).

[3] Passoni, C., Belleri, A., Marini, A., Riva, P. Existing structures connected with dampers: state of the art and future developments. 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey, August, 25-29 2014.

[4] Gioiella, L., Tubaldi, E., Ragni, L., Gara, F., Dall'Asta, A. The seismic retrofit by external dissipative systems: A case study. M. Papadrakakis, M. Fragiadakis eds. 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2019), Crete, Greece, June 24-26, 2019

[5] Mazza, F. Dissipative steel exoskeletons for the seismic control of reinforced concrete framed buildings. *Structural Control and Health Monitoring*, 28(3), 2020. DOI: 10.1002/stc.2683

[6] Gioiella, L., Tubaldi, E., Gara, F., Dezi, L., Dall'Asta, A. Modal properties and seismic behaviour of buildings equipped with external dissipative pinned rocking braced frames. *Engineering Structures*, 172, 807-819, 2018.

[7] Zona, A. Vision-based vibration monitoring of structures and infrastructures: An overview of recent applications. *Infrastructures*, 6, 4, 2021. https://doi.org/10.3390/infrastructures6010004

[8] NTC Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" (in italian) D.M. 2018. 17/01/2018 Ministry of Infrastructure and Transport; 2018.

[9] Gioiella, L., Micozzi, F., Ragni, L., Dall'Asta, A. Building back better: the case study of the Fazzini College. 9th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2023). M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.) Athens, Greece, 12-14 June 2023

[10] Micozzi, F., Morici, M., Zona, A., Dall'Asta, A. Vision-Based Structural Monitoring: Application to a Medium-Span Post-Tensioned Concrete Bridge under Vehicular Traffic. *Infrastructures*, 8, 152, 2023. https://doi.org/10.3390/infrastructures8100152

[11] Gioiella, L., Micozzi, F., McBain, M., Morici, M., Zona, A., Dall'Asta, A., Simpson, B.G., Barbosa, A.R., Vision-Based Monitoring of Absolute and Relative Displacements in Multi-story Buildings During Full-Scale Shake-Table Tests, *Structural Control and Health Monitoring*, 2025, 2618220, 21 pages, 2025. https://doi.org/10.1155/stc/2618220

[12] Micozzi, F., Morici, M., Zona, A., Dall'Asta, A. Real-Time Vision-Based Dynamic Monitoring of Vertical and Horizontal Transverse Displacements in Bridge Decks. *Journal of Bridge Engineering*, 30(12), 2025. doi:10.1061/JBENF2.BEENG-7597

KEYWORDS

External steel bracing, passive control system, fluid viscous dampers, structural health monitoring, three-element model, structure-non-structure interaction, damage control, vision-based.

ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO CITYOVAL A MILANO: LA RINASCITA DELLO STORICO "PALAZZO DELLE SCINTILLE" PER UNO SPAZIO UNICO DEDICATO A CULTURA ED EVENTI

SEISMIC RETROFIT OF THE CITYOVAL BUILDING IN MILAN: THE REVIVAL OF THE HISTORIC "PALAZZO DELLE SCINTILLE" INTO A UNIQUE VENUE DEDICATED TO CULTURE AND EVENTS

Bruno Finzi, Luca Rossini
CEAS s.r.l.
Via Tolmezzo, 15 - Milano
bruno.finzi@ceas.it, luca.rossini@ceas.it

Raimondo Salaris,
CEAS s.r.l.
Via Tolmezzo, 15 - Milano
raimondo.salaris@ceas.it

ABSTRACT

The redevelopment of the wide Milan exhibition district, now known as CityLife, involved the demolition of all existing pavilions with the only exception of the former Palazzetto dello Sport, also known as the Palazzo delle Scintille. Within the renewed and contemporary urban setting, the building now represents an important link to the site's historical heritage, to which CityLife and Generali have successfully given a new perspective. Designed by Calzoni Architects in collaboration with arch. Pierluigi Nicolin, the new CityOval project focused on creating a multifunctional venue within the large covered arena, intended to host events related to entertainment, design, and fashion.

CEAS played a central role in the conversion project, carrying out the structural design throughout all project phases and supporting Secap S.p.A. as construction design consultant for the entire duration of the works.

From a structural standpoint, the intervention was classified as a seismic upgrading project in accordance with Chapter 8 of the Italian Building Code (NTC 2018). The project required an extensive investigation campaign on the existing structures and their comprehensive reassessment in compliance with current regulations. Seismic upgrading was achieved through the construction of four new reinforced-concrete cores, founded on raft foundations supported by micropiles, located at the corners of the building in place of the demolished staircases. Additional measures included the installation of Shock Transmitters at levels P1, P2, and the roof level, corresponding to existing

structural joints. The hollow clay pot slabs were strengthened with steel beams installed beneath the slabs, while the top floor, which had suffered extensive deterioration, was completely rebuilt using a new composite steel structure with a collaborating concrete slab.
The large-span spatial dome truss roof was also subject to a detailed geometric and material survey, enabling the development of an accurate finite-element model and the definition of the strengthening measures required for both seismic and structural compliance. CEAS directly supervised the construction activities, allowing the planned strengthening interventions on the steel dome to be further refined, reducing their impact on the original truss configuration and simplifying, wherever possible, the complex works at height.
Upon completion, the steel lattice roof underwent a complex load test requested by the structural testing engineer, involving the simultaneous use of 29 hydraulic jacks. As structural designer, CEAS was responsible for preparing the testing procedure, carrying out the FEM analyses necessary to estimate expected deformations, and supporting the management of the technical and operational aspects required to ensure the successful execution of the load test.

SOMMARIO

Gli interventi di riqualificazione della vasta area fieristica di Milano, oggi nota come CityLife, hanno previsto la demolizione di tutti i padiglioni esistenti ad eccezione dell'ex Palazzetto dello Sport o Palazzo delle Scintille. La sua presenza nel rinnovato e moderno contesto edilizio rappresenta oggi un'importante impronta del passato, alla quale Citylife e Generali hanno saputo dare una nuova prospettiva: con un progetto firmato da Calzoni Architetti con la collaborazione di Pierluigi Nicolin, l'intervento rinominato CityOval è stato incentrato sulla creazione di uno spazio multifunzionale nella grande arena coperta, destinata ad accogliere eventi legati all'intrattenimento, al design e alla moda.
CEAS ha rivestito un ruolo centrale nell'intervento di riconversione del fabbricato, occupandosi della progettazione strutturale in tutte le fasi e affiancando l'Impresa Secap S.p.A. come progettista costruttivo per l'intera durata del cantiere.
Dal punto di vista strutturale, l'intervento è stato inquadrato come adeguamento ai sensi del Capitolo 8 delle NTC 2018 ed ha richiesto la realizzazione di un'approfondita campagna di indagini delle strutture esistenti e la loro completa riverifica secondo le prescrizioni della vigente Normativa.
L'adeguamento sismico è stato ottenuto attraverso la realizzazione di quattro nuovi core in cemento armato, con fondazioni a platea su micropali, posizionati agli angoli del fabbricato al posto delle scale esistenti demolite, nonché tramite l'introduzione di Shock Transmitter ai livelli P1, P2 e al piano di copertura in corrispondenza dei giunti strutturali preesistenti. I solai in laterocemento sono stati rinforzati mediante travi in acciaio poste all'intradosso degli stessi, mentre l'ultimo piano, completamente ammalorato, è stato interamente ricostruito con una nuova struttura mista in carpenteria metallica e soletta collaborante.
Anche la copertura reticolare a cupola spaziale di grande luce è stata oggetto di un dettagliato rilievo geometrico e materico, che ha permesso la sua precisa ricostruzione agli elementi finiti e la definizione degli interventi di rinforzo da prevedere su aste e nodi per il suo completo adeguamento sismico e statico. CEAS ha seguito direttamente le attività di cantiere, avendo così la possibilità di affinare gli interventi di rinforzo previsti sulla cupola metallica, riducendone l'impatto sullo schema reticolare originario e semplificando, ove possibile, le delicate lavorazioni in quota. Al termine dei lavori la copertura reticolare è stata oggetto di una complessa prova di carico messa in atto su richiesta del Collaudatore statico, che ha richiesto l'impiego contemporaneo di 29 martinetti. CEAS in qualità di progettista strutturale si è occupata della preparazione della prova di collaudo, effettuando le analisi FEM necessarie per la stima delle deformazioni attese e collaborando alla gestione degli aspetti più tecnici e operativi necessari per la buona riuscita dell'attività di collaudo.

1 INTRODUZIONE

Il Palazzo delle Scintille, originariamente realizzato come Palazzo dello Sport di Milano e successivamente noto come Padiglione 3 della Fiera Campionaria, costituisce una delle opere più significative dell'architettura e dell'ingegneria del primo Novecento milanese. Progettato dall'architetto Paolo Vietti Violi e costruito nel 1923, l'edificio rappresenta una testimonianza dell'evoluzione delle grandi strutture a campata unica in acciaio. L'edificio originario, costituito da un volume di circa 104 × 81 m coperto da una monumentale cupola ellittica in acciaio con un'altezza massima di circa 32 m, ha ospitato negli anni eventi con presenza di 18.000 spettatori, configurandosi come una delle maggiori strutture coperte dell'epoca. Nel corso della sua vita utile l'edificio è stato oggetto di numerose rifunzionalizzazioni. Nel 1933 ha ospitato il primo incontro di pugilato disputato in Italia con un titolo mondiale in palio; nel 1935 è stato incorporato nel complesso della Fiera Campionaria, assumendo la denominazione di Padiglione 3; nel 1946, a seguito dei danni subiti dal Teatro alla Scala durante la Seconda guerra mondiale, è stato utilizzato come teatro d'opera, consentendo lo svolgimento della stagione lirica milanese. Più recentemente, tra aprile 2021 e febbraio 2023, il fabbricato è stato utilizzato come sede del principale hub vaccinale italiano per la campagna di immunizzazione contro il Covid-19, con oltre 2,4 milioni di dosi somministrate. Attualmente l'edificio, di proprietà di Generali Real Estate, è stato interessato da un articolato intervento di rifunzionalizzazione che ne ha definito la nuova destinazione come CityOval, spazio polifunzionale destinato a ospitare eventi, manifestazioni ed esposizioni. Il progetto ha perseguito l'obiettivo di coniugare la conservazione di un manufatto di elevato valore storico e architettonico con l'adeguamento ai requisiti prestazionali, funzionali e di sicurezza richiesti dalle moderne strutture per grandi eventi. Il fabbricato, rinominato CityOval, presenta una pianta rettangolare di dimensioni pari a 104×81 m e una superficie interna complessiva di circa 8.400 m², in gran parte occupata al piano terra dall'arena ellittica centrale, che da sola copre circa 8.000 m². I piani superiori si sviluppano sul perimetro dell'arena, a copertura della quale è presente una cupola in carpenteria metallica costituita da travature reticolari principali a spinta eliminata, con luce pari a 55 m, e da travi secondarie con lunghezza di 7.5 m. L'edificio è stato dichiarato di "notevole interesse storico-artistico" con Decreto della Direzione Regionale per i Beni Culturali e Paesaggistici della Lombardia n. 4895/2006.

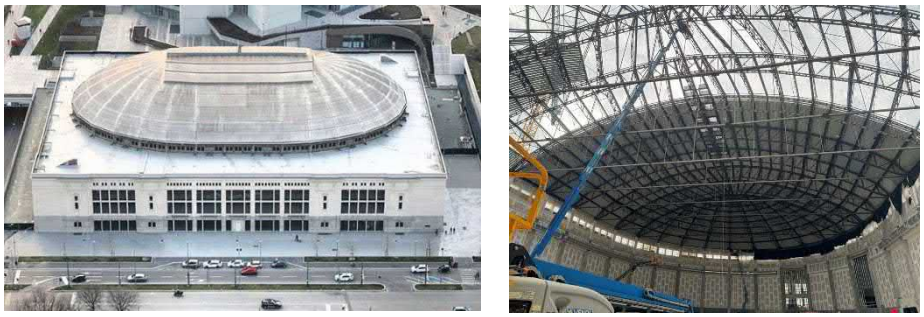


Fig. 1. Vista aerea del fabbricato e cupola metallica in fase di rinforzo

2 DESCRIZIONE GENERALE DEL PROGETTO DI ADEGUAMENTO STATICO E SISMICO DEL FABBRICATO

Le strutture portanti dell'edificio oggetto di intervento erano costituite da pilastri in calcestruzzo armato fondati su plinti isolati, travi ribassate in c.a. e solai in laterocemento. Nelle quattro zone

d'angolo erano presenti delle porzioni in muratura portante, in corrispondenza dei vani scala esistenti.
L'adeguamento sismico dell'intero immobile è stato garantito attraverso una soluzione progettuale che ha permesso di coniugare il raggiungimento dei livelli prestazionali richiesti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 con il miglioramento della funzionalità dei collegamenti verticali. A seguito del confronto con la Soprintendenza è stato infatti possibile procedere con la demolizione dei quattro vani scala esistenti (non più idonei sotto il profilo strutturale e funzionale alla nuova destinazione d'uso dell'immobile) e la loro sostituzione con altrettanti nuovi nuclei (core) in calcestruzzo armato. Per minimizzare l'impatto delle demolizioni e limitare l'interferenza delle nuove opere di fondazione con quelle esistenti, si è optato per delle platee su micropali, in grado di trasferire anche a fronte di una limitata impronta di base le elevate sollecitazioni indotte dall'azione del vento e del sisma agli strati di terreno più profondi.
Il collegamento dei nuovi controventi con il resto del fabbricato è stato realizzato attraverso la ricostruzione dei solai precedentemente demoliti, prevedendo in corrispondenza dell'interfaccia tra vecchia e nuova struttura dei collegamenti integrativi, appositamente dimensionati per garantire la perfetta trasmissione degli sforzi di piano tra le due porzioni di solaio e ripristinare il comportamento da diaframma rigido dell'intero impalcato.
L'intervento di adeguamento sismico è stato completato dall'introduzione di Shock Transmitter ai livelli P1, P2 e copertura. L'impiego di questi dispositivi consente, da un lato di garantire in condizioni di esercizio standard il fisiologico sviluppo delle dilatazioni termiche senza generare indesiderati stati di coazione nelle strutture e dall'altro, di solidarizzare sotto l'effetto delle azioni dinamiche i quattro blocchi indipendenti, permettendo all'intero corpo di fabbrica di reagire all'evento sismico come un unico elemento.

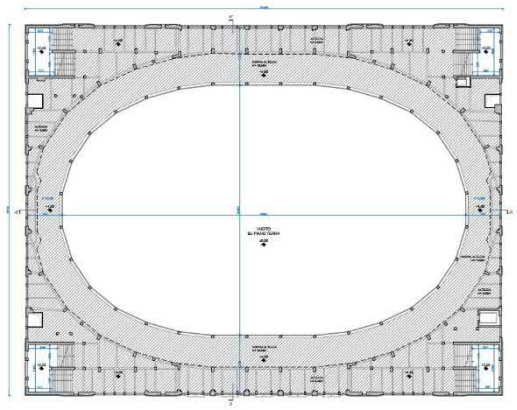


Fig. 2. Planimetria stato di fatto piano primo – Sono presenti i vecchi vani scala sui quattro angoli del fabbricato

Se l'adeguamento sismico dell'immobile è stato raggiunto tramite l'impiego di elementi strutturali in cemento armato, il rinforzo e adeguamento statico delle strutture esistenti dei solai fuori terra ha previsto un utilizzo predominante della carpenteria metallica. Tale scelta ha consentito di sviluppare soluzioni caratterizzate da elevata flessibilità progettuale e costruttiva, garantendo al contempo rapidità di prefabbricazione e di montaggio, aspetti determinanti per il rispetto del cronoprogramma dell'intervento. L'utilizzo dell'acciaio ha inoltre permesso di lasciare a vista le strutture esistenti di solai e travi, mantenendone immutata l'immagine storicizzata.

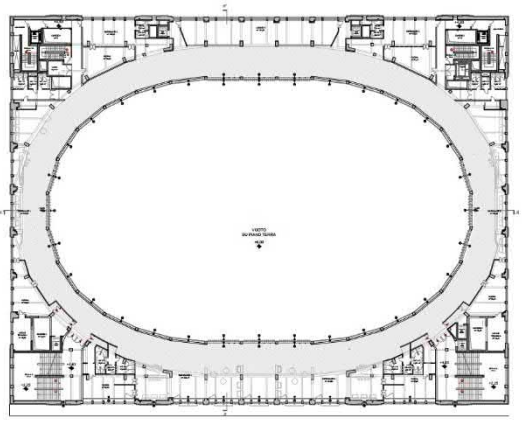


Fig. 3. Planimetria stato di progetto piano primo – Sono presenti i nuovi collegamenti verticali costituiti da vani scala e ascensori

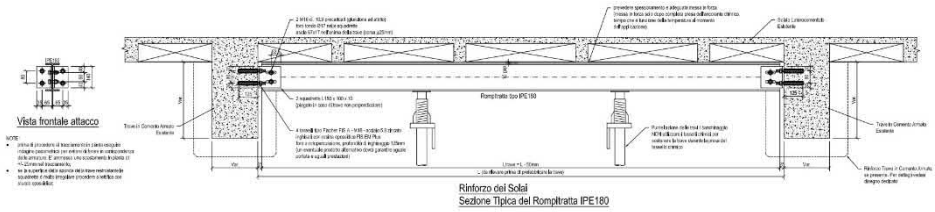


Fig. 4. Rinforzo tipologico previsto per i solai in laterocemento del piano primo e secondo

L'acciaio riveste un ruolo centrale anche nell'intervento di ricostruzione dell'impalcato di copertura. La configurazione originaria era costituita da un graticcio di travi ribassate in calcestruzzo armato, sul quale era impostato un solaio in c.a. Le indagini preliminari hanno evidenziato un diffuso stato di degrado dell'intero orizzontamento e pertanto, in accordo con la Soprintendenza, si è deciso di procedere con la demolizione di tutte le porzioni di solaio ammalorate, mantenendo e consolidando il caratteristico graticcio di travi, riconosciuto quale elemento di interesse testimoniale dell'organismo edilizio originario.

La nuova soluzione strutturale è stata concepita con l'obiettivo di preservare integralmente le travi esistenti, escludendole tuttavia dal sistema resistente della nuova costruzione. Tali elementi sono pertanto conservati con finalità prevalentemente architettoniche e documentali e risultano completamente sostenuti dal nuovo sistema di copertura, costituito da un impalcato di travi in acciaio piolate e da una soletta collaborante realizzata su lamiera grecata.

Di particolare interesse risulta la soluzione progettuale sviluppata per il collegamento tra le nuove travi principali in acciaio e le colonne esistenti in calcestruzzo armato (figg. 5 e 6). La configurazione del nodo è stata studiata per risolvere le interferenze geometriche con le travi del graticcio in c.a. preesistente, mediante un articolato sistema di piastre e selle metalliche appositamente progettate. Tale soluzione, oltre a garantire il corretto trasferimento delle azioni strutturali, consente di esplicitare il rapporto tra nuovo ed esistente, rendendo chiaramente leggibile l'intervento contemporaneo. Il nuovo elemento strutturale si integra con le preesistenze attraverso un sistema che le avvolge e le valorizza, preservandone la memoria costruttiva e rendendo riconoscibile il processo di trasformazione dell'organismo edilizio.

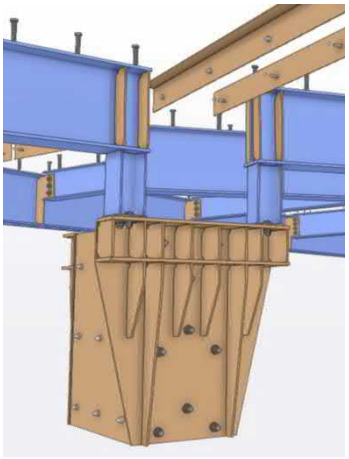


Fig. 5. Sistema di piastre e mensole per l'appoggio delle travi principali alle colonne esistenti in cemento armato (Modellazione 3D a cura di MAP Carpenteria Metallica)



Fig. 6. Sistema di piastre e mensole per l'appoggio delle travi principali alle colonne esistenti in cemento armato – Messa in opera

3 LA CUPOLA RETICOLARE SPAZIALE: RILIEVO, MODELLAZIONE, VERIFICA E CONSOLIDAMENTI

L'elemento strutturale di maggiore rilevanza e valore testimoniale dell'edificio è costituito dalla grande cupola reticolare ellittica in carpenteria metallica, autentico segno distintivo dell'opera sia dal punto di vista architettonico sia sotto il profilo dell'ingegneria strutturale. La copertura è composta da otto travi reticolari principali, sedici travi reticolari radiali e ventidue anelli ellittici concentrici formati dalle travi reticolari secondarie. Queste ultime svolgono la funzione di

collegamento tra gli elementi portanti principali, assicurando un'efficace redistribuzione trasversale delle azioni e conferendo all'intero sistema un comportamento spaziale particolarmente efficiente. Le aste che compongono le travi reticolari, realizzate mediante profili UPN e angolari collegati attraverso calastrelli, sono assemblate mediante unioni chiodate, tecnologia costruttiva tipica dell'epoca di realizzazione della struttura.
Prima di dare avvio alle attività di progettazione strutturale della cupola in acciaio è stata condotta un'approfondita campagna di indagine sulle strutture esistenti, finalizzata al rilievo geometrico completo delle travi reticolari e dei nodi di collegamento delle aste e alla valutazione delle proprietà meccaniche dei materiali (quest'ultima attività è stata effettuata attraverso una combinazione di indagini distruttive e non distruttive). Tali approfondimenti hanno consentito di acquisire un quadro conoscitivo completo e coerente con il livello di accuratezza richiesto dalla complessità dell'intervento.
La caratterizzazione meccanica degli elementi di giunzione a taglio è stata ulteriormente integrata durante la fase costruttiva mediante il prelievo di alcuni chiodi originali, successivamente sottoposti a prove di trazione per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del materiale. I risultati di queste prove sono stati fondamentali per validare le ipotesi fatte in sede progettuale in relazione alla resistenza a taglio dei collegamenti chiodati, valutata sulla base dei risultati sperimentali ottenuti dalle prove non distruttive e dal confronto con i valori di tensione ammissibile reperiti nella letteratura tecnica dell'epoca.
I risultati delle indagini hanno consentito la costruzione di un modello FEM della copertura estremamente dettagliato, attraverso il quale sono state eseguite tutte le verifiche dei vari elementi strutturali e dei rinforzi necessari.

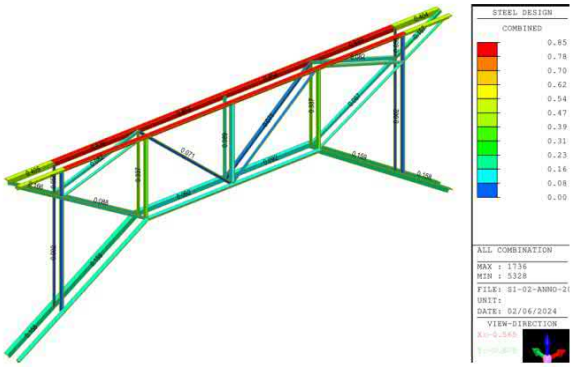


Fig. 7. Verifica delle travi reticolari – nel caso specifico si tratta di una trave secondaria



Fig. 8. Particolare della reticolare esistente (sinistra) – Rinforzo delle reticolari radiali, realizzato riducendo la luce libera di inflessione delle aste con nuovi elementi (aste bianche - immagine a destra)

4 IL COLLAUDO DELLA CUPOLA RETICOLARE SPAZIALE

Durante le attività di cantiere, il Collaudatore statico delle strutture ha ritenuto opportuno sottoporre la cupola reticolare a una prova di carico per verificare l'efficacia degli interventi di consolidamento eseguiti e il comportamento globale della struttura sotto l'azione di carichi di progetto.
In qualità di progettista delle opere strutturali, CEAS ha collaborato attivamente alla progettazione e alla modellazione FEM della prova di collaudo, valorizzando il patrimonio di conoscenze acquisito durante le fasi di progettazione esecutiva e costruttiva e contribuendo a sviluppare una procedura sperimentale in grado di fornire indicazioni significative sia sulla risposta globale della copertura che sul comportamento locale degli elementi maggiormente sollecitati.
La progettazione della prova è stata realizzata attraverso specifiche analisi numeriche finalizzate alla definizione dell'entità e della distribuzione delle azioni applicate, nonché alla valutazione degli effetti indotti da questi carichi sul sistema strutturale. Particolare attenzione è stata rivolta al confronto tra le deformazioni attese durante il collaudo e quelle derivanti dalle combinazioni di carico previste in esercizio, oltre che alla verifica delle sollecitazioni indotte nelle aste e nei collegamenti della struttura reticolare. Tale approccio ha consentito di garantire che le condizioni di prova fossero sufficientemente rappresentative del comportamento reale dell'opera, senza tuttavia introdurre livelli di sollecitazione incompatibili con le esigenze di tutela e conservazione della struttura storica.
La prova di carico è stata realizzata mediante l'applicazione di 29 forze concentrate distribuite su tre reticolari principali, utilizzando altrettanti martinetti idraulici opportunamente dimensionati. I dispositivi di carico sono stati collegati, tramite cavi in acciaio ad alta resistenza, ai nodi della briglia superiore delle reticolari oggetto di indagine e a un sistema di contrasto costituito da micropali appositamente realizzati al di sotto della pavimentazione dell'arena. Ciascun punto di ancoraggio è stato posizionato in corrispondenza della verticale del punto di applicazione del carico, localizzato

a oltre 30 m di altezza, al fine di garantire la corretta trasmissione delle azioni previste e minimizzare l'insorgenza di effetti secondari. La distribuzione dei martinetti e dei corrispondenti punti di applicazione delle forze può essere desunta dalla figura seguente, nella quale la posizione dei dispositivi coincide con quella delle azioni rappresentate.

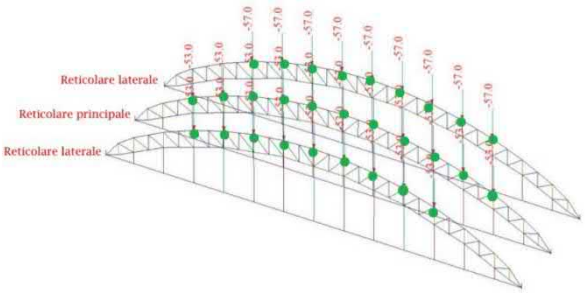


Fig. 9. Modello FEM prova di collaudo – Applicazione dei carichi nodali di prova sulle tre reticolari

Un ulteriore aspetto di particolare rilevanza nella definizione della procedura di collaudo ha riguardato la corretta valutazione dello stato dei carichi permanenti gravanti sulla copertura al momento dell'esecuzione della prova. Per esigenze legate alla programmazione delle attività di cantiere, infatti, il sistema di rivestimento non risultava ancora completamente installato su tutte le campate della cupola, determinando una distribuzione dei carichi permanenti differente rispetto a quella prevista nella configurazione definitiva di esercizio. Al fine di riprodurre con la massima affidabilità le effettive condizioni strutturali presenti durante il collaudo, le analisi preliminari sono state sviluppate considerando la reale configurazione delle finiture esistenti al momento della prova. Tale approccio ha consentito di valutare correttamente lo stato tensionale iniziale della struttura e di definire una procedura di carico coerente con le effettive condizioni operative del manufatto. In particolare, sono stati previsti specifici cicli preliminari di caricamento, finalizzati a uniformare il livello di sollecitazione delle reticolari oggetto di indagine e a ricondurre la risposta strutturale a condizioni quanto più possibile assimilabili a quelle corrispondenti alla configurazione finale di progetto. La definizione delle sequenze di carico ha pertanto richiesto un'attenta valutazione dell'interazione tra i carichi permanenti effettivamente presenti e le azioni indotte dai martinetti idraulici impiegati per la prova. Le analisi numeriche a supporto della progettazione del collaudo sono state condotte mediante il modello tridimensionale ad elementi finiti dell'intero fabbricato, sviluppato con il software MIDAS Gen 2025 e già impiegato nelle verifiche di progetto. L'utilizzo del modello globale ha consentito di simulare con elevato grado di accuratezza la risposta della cupola reticolare nelle diverse fasi di applicazione dei carichi, valutando sia gli effetti locali sugli elementi direttamente coinvolti dalla prova sia il comportamento complessivo dell'organismo strutturale. L'analisi numerica ha evidenziato un marcato comportamento spaziale della copertura, caratterizzato da una significativa capacità di ripartizione trasversale delle azioni tra le diverse reticolari principali. L'efficacia di tale meccanismo risulta chiaramente rappresentata nell'immagine seguente, dalla quale emerge come l'applicazione dei carichi di prova su sole tre reticolari principali generi effetti apprezzabili anche sugli elementi strutturali posti a distanze dell'ordine di 20 m dall'area direttamente interessata dal caricamento.
Per valutare con adeguato livello di dettaglio gli effetti della prova su una porzione così estesa della copertura, è stato predisposto un articolato sistema di monitoraggio finalizzato alla misura degli spostamenti e delle deformazioni indotte dal caricamento.

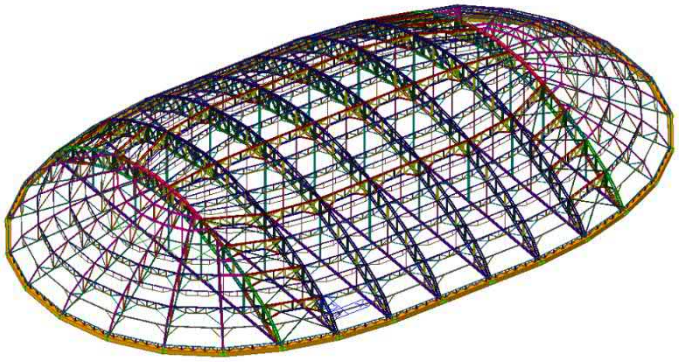


Fig. 10. Modello FEM della cupola reticolare

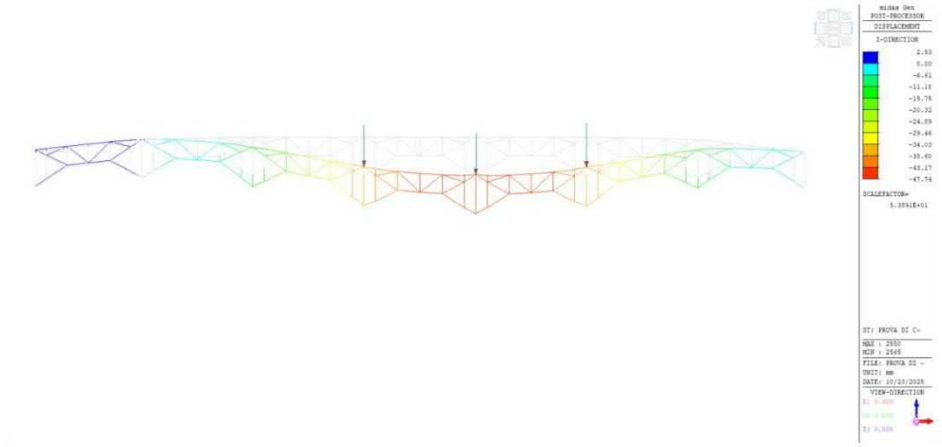


Fig. 11. Modello FEM della cupola reticolare – Spostamenti verticali (1° ciclo)

A tal fine sono state installate 35 mire ottiche in corrispondenza delle briglie inferiori delle travi reticolari e sono state impiegate due stazioni totali per la rilevazione topografica degli spostamenti verticali e per il controllo dell'evoluzione deformativa dell'intera area interessata dalla prova.
In considerazione dell'elevata sensibilità della struttura alle variazioni termiche e della necessità di distinguere gli effetti dovuti al caricamento da quelli riconducibili alle escursioni di temperatura ambientale, il programma sperimentale è stato integrato da specifiche attività di monitoraggio e controllo. In particolare, la prova di collaudo ha previsto:

- l'esecuzione di una campagna di monitoraggio termico condotta nell'arco dell'intera giornata precedente alla prova, finalizzata alla caratterizzazione della risposta deformativa della struttura alle variazioni di temperatura e alla definizione di un andamento di riferimento delle deformazioni termicamente indotte;
- l'installazione di un sensore per la misura continua della temperatura ambientale durante tutte le fasi di esecuzione della prova;

- il posizionamento di cinque estensimetri elettrici (strain gauges) sulle aste della reticolare principale oggetto di indagine, al fine di monitorare direttamente lo stato tensionale degli elementi maggiormente sollecitati.

L'integrazione dei rilievi topografici, delle misure deformative e del monitoraggio termico ha consentito di acquisire un quadro sperimentale completo, permettendo sia la verifica del comportamento globale della cupola sia la validazione puntuale del modello di calcolo impiegato per la progettazione e per la definizione delle procedure di collaudo.

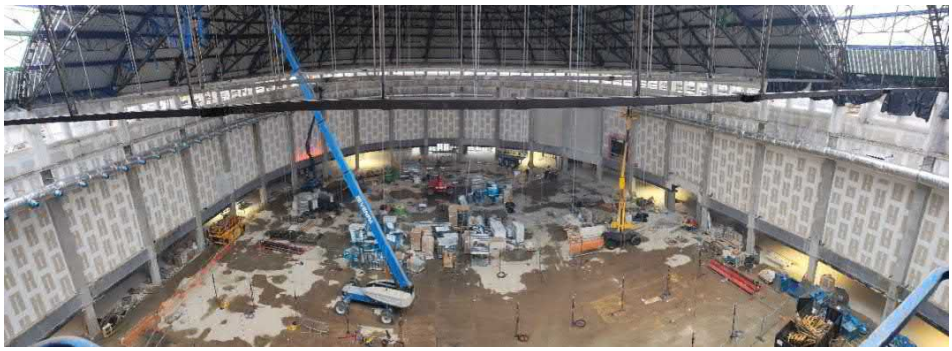


Fig. 12. Vista dell'area di prova (nell'immagine sono visibili i martinetti sopra la quota del pavimento collegati ai micropali precedentemente realizzati)

I risultati della prova di carico hanno evidenziato un'ottima corrispondenza con le deformazioni previste dal modello numerico ad elementi finiti. Tale concordanza costituisce un'importante validazione sia delle ipotesi adottate nella modellazione della struttura sia delle assunzioni utilizzate nella definizione delle proprietà meccaniche e dei vincoli di calcolo. La qualità della correlazione tra comportamento teorico e risposta sperimentale risulta chiaramente apprezzabile nella figura seguente, nella quale sono confrontati gli abbassamenti misurati durante la prova di collaudo con quelli stimati mediante il modello FEM. Come si può osservare, l'andamento delle deformate presenta una sostanziale sovrapposizione sia in termini di distribuzione spaziale degli spostamenti sia in termini di valori massimi raggiunti, confermando l'efficacia degli interventi di consolidamento eseguiti e la corretta interpretazione del comportamento strutturale della cupola reticolare.

5 CONCLUSIONI

L'intervento di rifunzionalizzazione del Palazzo delle Scintille, oggi CityOval, ha rappresentato un caso particolarmente significativo di applicazione dell'ingegneria strutturale nell'ambito del recupero e della valorizzazione del patrimonio costruito del Novecento. L'elevato valore storico-architettonico del manufatto, unito alle prestazioni richieste dalla nuova destinazione d'uso, ha reso necessario un approccio progettuale capace di coniugare le esigenze di conservazione con il raggiungimento degli standard di sicurezza, funzionalità e durabilità imposti dalla normativa vigente.
L'adeguamento sismico dell'edificio è stato perseguito attraverso l'introduzione di nuovi sistemi resistenti in calcestruzzo armato e di dispositivi per la gestione della risposta dinamica dell'organismo strutturale, limitando al contempo l'impatto sulle strutture storiche esistenti. Parallelamente, l'impiego estensivo della carpenteria metallica ha consentito di sviluppare soluzioni di rinforzo e ricostruzione caratterizzate da elevata flessibilità esecutiva, ridotta invasività e piena compatibilità con le esigenze di conservazione delle preesistenze.

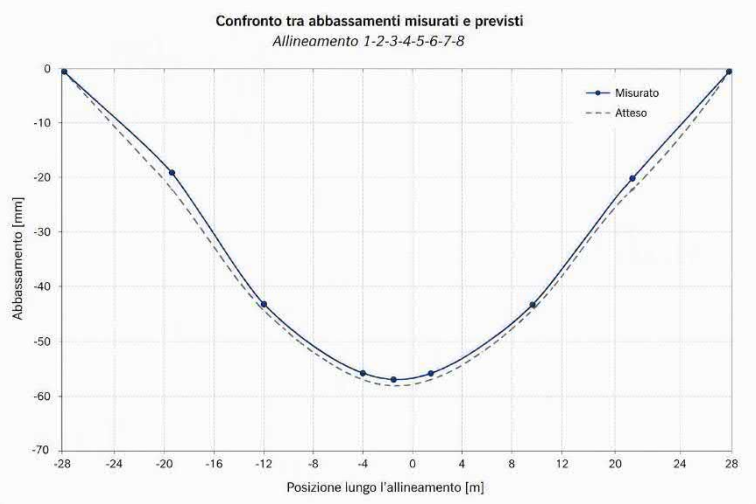


Fig. 13. Spostamento atteso e misurato in corrispondenza della reticolare principale oggetto di collaudo

Particolarmente rilevante è risultato il lavoro svolto sulla grande cupola reticolare metallica, elemento identitario del complesso e testimonianza di assoluto interesse per la storia delle costruzioni in acciaio. La campagna di rilievo geometrico e materico, la caratterizzazione sperimentale dei materiali e dei collegamenti chiodati, la modellazione numerica tridimensionale e la costante interazione tra progettazione ed esecuzione hanno consentito di definire interventi di consolidamento mirati, efficaci e rispettosi dello schema resistente originario.
La prova di carico finale ha costituito un momento di particolare importanza nel percorso di validazione dell'intervento. La complessità della struttura, le dimensioni della copertura e l'esigenza di riprodurre condizioni di carico rappresentative hanno richiesto una specifica attività di progettazione della prova, supportata da analisi numeriche avanzate e da un articolato sistema di monitoraggio topografico, deformativo e termico. I risultati ottenuti hanno evidenziato un'elevata corrispondenza tra comportamento sperimentale e previsioni del modello ad elementi finiti, confermando sia l'affidabilità delle ipotesi progettuali sia l'efficacia degli interventi realizzati.
L'esperienza maturata nel corso dell'intervento dimostra come il recupero strutturale di edifici storici di grande luce possa essere affrontato con successo attraverso un approccio integrato che combini approfondite attività di conoscenza, modellazione numerica avanzata, indagini sperimentali e continuo confronto tra fase progettuale e realizzazione. Il nuovo CityOval rappresenta oggi non soltanto un esempio di rigenerazione urbana e rifunzionalizzazione di un manufatto storico, ma anche un caso studio di riferimento per gli interventi di adeguamento e valorizzazione delle grandi strutture metalliche esistenti, nelle quali la conservazione della memoria costruttiva si accompagna al conseguimento dei più elevati livelli di sicurezza e prestazione strutturale.

KEYWORDS

CTA2026, Steel structures, Steel dome, Lattice roof, Existing Building, Seismic Retrofit,

VERSO UN'APPLICAZIONE DIRETTA DELLA TPMC-Θ PER TELAI IN ACCIAIO SISMO-RESISTENTI IRREGOLARI CON SET-BACKS

TOWARDS A DIRECT APPLICATION OF TPMC-Θ TO IRREGULAR SEISMIC-RESISTANT STEEL FRAMES WITH SETBACKS

Vincenzo Piluso,
Elide Nastri,
Paolo Sagarese,
Università di Salerno
Dipartimento di Ingegneria Civile
Fisciano, Italia
v.piluso@unisa.it, enastri@unisa.it,
psagarese@unisa.it

Rosario Montuori
Università di Salerno
Dipartimento di Farmacia
Fisciano, Italia
r.montuori@unisa.it

ABSTRACT

The seismic performance of multi-storey frames is strongly conditioned by the structural system's ability to develop a global, ductile collapse mechanism. Vertical irregularities, such as set-backs, interfere with the uniform distribution of internal actions and the capacity to mobilize plastic resources. This work investigates the seismic behavior of steel moment-resisting frames characterized by geometric irregularities in elevation, focusing on the highest ductility class (DC3) introduced by prEN 1998-1-2. The study applies the Theory of Plastic Mechanism Control (TPMC) in its latest TPMC(θ) formulation to ensure a global collapse pattern. Four irregular schemes (S1-S4) are designed following both Eurocode 8 (EC8) capacity design rules and the TPMC approach. The accuracy of these methodologies is evaluated through non-linear static and incremental dynamic analyses. Results demonstrate that while EC8-compliant structures often exhibit brittle behavior and localized damage, TPMC-based designs consistently achieve a global mechanism with plastic hinges distributed along the height. The study suggests that a rigorous mechanical framework is more effective than indirect regularity indicators for ensuring seismic safety.

SOMMARIO

La prestazione sismica dei telai multipiano dipende strettamente dalla capacità del sistema strutturale di sviluppare un meccanismo di collasso globale e duttile. Le irregolarità verticali, come i *set-*

backs, interferiscono con la distribuzione uniforme delle sollecitazioni e con la mobilitazione delle risorse plastiche del telaio. Il presente lavoro indaga il comportamento sismico di telai sismo-resistenti in acciaio caratterizzati da irregolarità geometriche in altezza, con particolare riferimento alla classe di duttilità superiore (DC3) introdotta dal prEN 1998-1-2. Lo studio applica la Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico (TPMC) nella formulazione TPMC(θ) per garantire uno schema di collasso globale. Quattro schemi strutturali irregolari (S1-S4) sono progettati seguendo sia le regole della gerarchia delle resistenze dell'Eurocodice 8, sia l'approccio della TPMC. L'efficacia delle metodologie è valutata mediante analisi statiche non lineari (*pushover*) e dinamiche incrementali (IDA). I risultati dimostrano che, mentre le strutture conformi all'EC8 mostrano spesso comportamenti fragili e danni localizzati, i progetti basati sulla TPMC assicurano lo sviluppo di un meccanismo di collasso globale. Lo studio evidenzia che un rigoroso quadro meccanico risulta più efficace dei parametri di regolarità indiretti nel garantire la sicurezza sismica.

1 INTRODUZIONE

Il conseguimento di un meccanismo di collasso globale e duttile rappresenta uno degli obiettivi della moderna progettazione sismica. Nei telai sismo-resistenti in acciaio, esso viene comunemente perseguito attraverso i principi della gerarchia delle resistenze, volti a stabilire una corretta sequenza di plasticizzazione degli elementi per scongiurare rotture fragili o schemi di collasso indesiderati. Tuttavia, l'introduzione di irregolarità verticali, quali i *set-backs*, rende la distribuzione delle forze interne e della domanda di deformazione fortemente non uniforme, compromettendo la capacità della struttura di attivare tutte le risorse plastiche di cui dispone.

Le attuali normative, compresa la revisione dell'Eurocodice 8 (prEN 1998-1-2), gestiscono l'irregolarità in altezza principalmente attraverso classificazioni qualitative e misure correttive indirette, come la riduzione del fattore di comportamento o verifiche supplementari sugli effetti del secondo ordine. Sebbene tali prescrizioni mirino a cautelarsi nei confronti della maggiore vulnerabilità delle strutture irregolari, esse non consentono un controllo esplicito del meccanismo di collasso. Di conseguenza, edifici progettati nel pieno rispetto della norma possono comunque manifestare meccanismi parziali o di piano, specialmente in presenza di discontinuità geometriche in elevazione.

Per una valutazione rigorosa della prestazione sismica, in particolare per le strutture in classe di duttilità DC3, il meccanismo globale non deve essere un semplice auspicio, ma un requisito effettivamente imposto dal calcolo. In tale ambito, la Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico (TPMC) [3–9] offre un solido quadro teorico basato sul teorema cinematico del collasso plastico. Diversamente dal *capacity design* tradizionale, la TPMC governa direttamente la gerarchia dei meccanismi, assicurando che la curva di equilibrio del meccanismo globale si posizioni al di sotto di quelle relative a tutti i meccanismi indesiderati. Ciò permette al progettista di governare la risposta strutturale al collasso in modo diretto, superando i limiti dei criteri indiretti basati sulla sola resistenza.

La novità del presente lavoro risiede nel valutare meccanicamente la relazione tra gli indicatori di regolarità normativa e gli effettivi meccanismi di collasso sviluppati. Attraverso il controllo esplicito del meccanismo fornito dalla TPMC, lo studio definisce un *benchmark* fisico per verificare se il rispetto dei nuovi requisiti di regolarità del prEN 1998-1-2 (DC3) sia imprescindibile per la sicurezza, o se un approccio meccanico rigoroso possa garantire prestazioni d'eccellenza anche in violazione di tali criteri. La ricerca analizza quindi quattro configurazioni irregolari progettate sia secondo l'Eurocodice che secondo la TPMC, confrontandone la capacità sismica, la duttilità e l'efficienza strutturale mediante analisi *pushover* e IDA.

2 PROGETTAZIONE SISMICA SECONDO IL PREN 1998-1-2

Il prEN 1998-1-2 introduce la classe DC3 per le strutture progettate per sfruttare appieno la propria capacità dissipativa. Per i telai sismo-resistenti, il *capacity design* mira a prevenire meccanismi di piano debole imponendo il criterio di gerarchia trave-colonna:

$$\Sigma M_{pl,Rd,c}(N_{Ed}) \geq \Sigma[\omega_{rm}\omega_{sh}(M_{pl,Rd,b} + s_h V_{Ed,M})" + "s_h V_{Ed,G}] \quad (1)$$

dove ω_{rm} rappresenta il fattore di incertezza del materiale e ω_{sh} tiene conto dell'incrudimento dell'acciaio. Nonostante l'applicazione di tali regole, la progettazione convenzionale può non essere sufficiente a garantire uno schema di collasso globale in presenza di forti irregolarità.

3 TEORIA DEL CONTROLLO DEL MECCANISMO PLASTICO (TPMC)

La TPMC applica il teorema cinematico del collasso plastico in chiave progettuale, integrando direttamente gli effetti del secondo ordine (P-Δ) [3–9]. In presenza di *set-backs*, tali effetti risultano amplificati dalle discontinuità geometriche che causano variazioni repentine di rigidezza e carichi assiali. Mentre la normativa gestisce il fenomeno tramite il coefficiente di sensibilità θ, la TPMC tiene esplicitamente conto degli effetti del secondo ordine estendendo il teorema cinematico del collasso plastico al concetto di curva di equilibrio del meccanismo. Matematicamente, la curva di equilibrio di qualsiasi meccanismo è espressa come $\alpha^{(t)} = \alpha_0^{(t)} - \psi^{(t)}\theta$, dove $\alpha_0^{(t)}$ è il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali e $\psi^{(t)}$ è la pendenza dovuta agli effetti del secondo ordine. Per garantire l'obiettivo di progetto, si impone che la curva di equilibrio corrispondente al meccanismo di collasso di tipo globale sia sempre al di sotto delle curve corrispondenti ai meccanismi indesiderati (Tipo 1, 2 e 3) per l'intero intervallo di rotazione plastica $\theta \in [0,\theta_u]$:

$$\alpha_0^{(g)} \leq \alpha_{0.im}^{(t)} \quad \text{e} \quad \alpha_0^{(g)} - \psi^{(g)}\theta_u \leq \alpha_{0.im}^{(t)} - \psi_{im}^{(t)}\theta_u \quad (2)$$

dove θ_u è la rotazione plastica target (assunta pari a 0.04 rad). L'equazione per determinare la sommatoria dei momenti plastici richiesta dalle colonne del primo piano ($\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i1}$) è:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i1} \geq \frac{2\sum_{k=1}^{n_s}\sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk} + (\psi_1^{(t)} - \psi^{(g)})\theta \sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k}{2\frac{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k}{h_1 \sum_{k=1}^{n_s} F_k} - 1} \quad (3)$$

Tale sommatoria viene poi distribuita tra le colonne utilizzando due criteri: G1, proporzionale ai carichi assiali agenti al collasso, o G2, che assegna priorità alla gerarchia in corrispondenza dei *set-backs* per impedire la formazione di cerniere plastiche nelle colonne (Fig. 1).

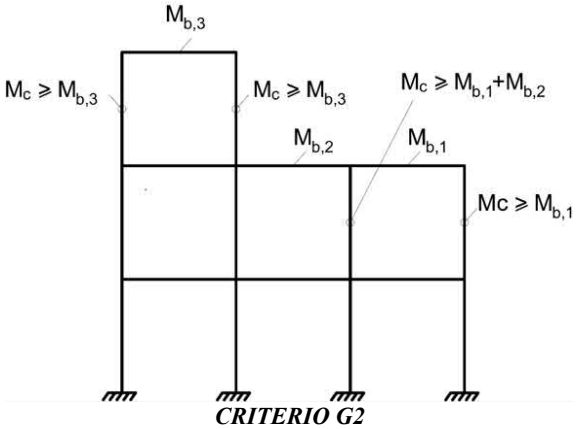


Fig. 1. Criterio per la progettazione delle colonne in corrispondenza dei set-backs.

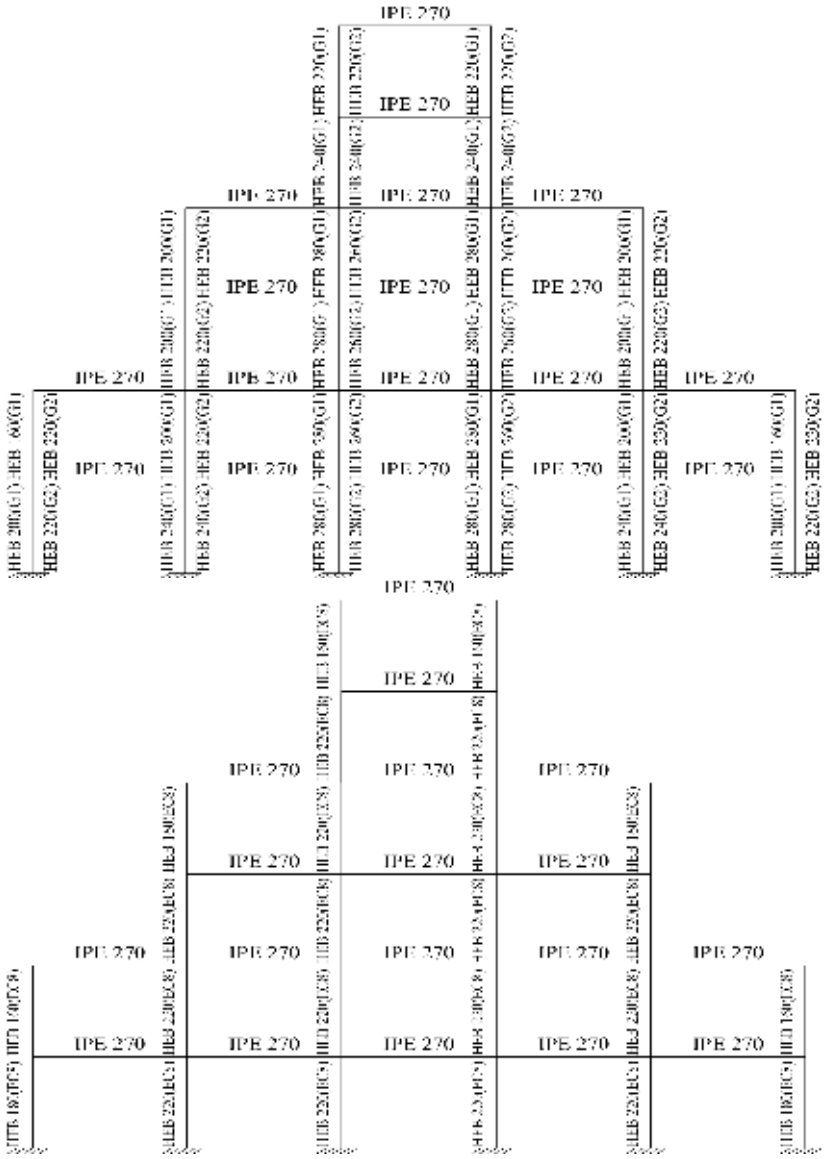
4 CASI STUDIO

Al fine di valutare l'efficacia delle diverse strategie progettuali, sono stati analizzati quattro telai sismo-resistenti irregolari (S1-S4), caratterizzati da campate costanti di 5.0 m e un'altezza di interpiano di 3.5 m. Per tutti gli elementi strutturali è stato adottato acciaio S275. I carichi gravitazionali considerati includono un carico permanente G_k = 7.5 kN/m e un carico variabile Q_k = 5.0 kN/m. Le travi, per le quali è stato scelto un profilo IPE270, sono state dimensionate per resistere alla combinazione dei carichi gravitazionali allo Stato Limite Ultimo ($1.35G_k + 1.5Q_k$). L'azione sismica di progetto è stata definita secondo le prescrizioni del prEN 1998-1-2 per la classe di duttilità DC3, ipotizzando un suolo di tipo A e una categoria topografica T1. Il fattore di comportamento q è stato determinato come $0.8 \times q_D \times q_S \times q_R = 0.8 \times 3.3 \times 1.5 \times 1.3 = 5.2$, dove il coefficiente 0.8 tiene conto dell'irregolarità in elevazione. Le colonne sono state progettate per la combinazione di carico sismica ($G + \psi_2 Q + E$) e verificate sotto l'azione combinata di N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}, considerando l'influenza dei fattori di sovraresistenza ($\omega_{rm}, \omega_{sh}, \Omega_d$).

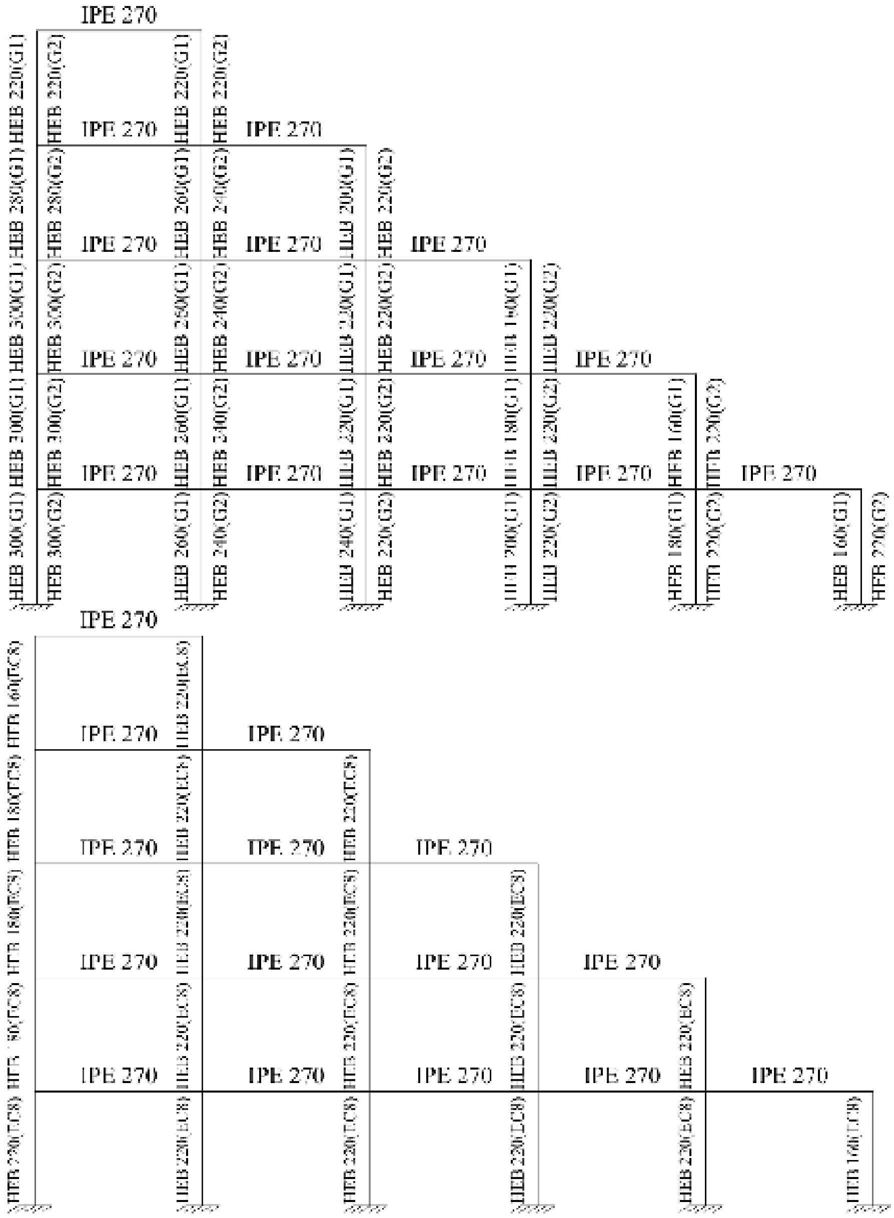
Per quanto concerne le verifiche di deformabilità, il coefficiente di sensibilità θ è stato limitato al valore di 0.30, mentre gli spostamenti di interpiano al valore di 0.02 ($d_{r,SD} \leq \theta_s h_s$) in conformità ai requisiti di esercizio. La scelta dei profili strutturali è stata condotta in modo da soddisfare simultaneamente sia i limiti di spostamento d'interpiano sia i criteri di gerarchia delle resistenze definiti dall' Eq. (1).

5 VALIDAZIONE DELLA PROCEDURA MEDIANTE ANALISI PUSHOVER

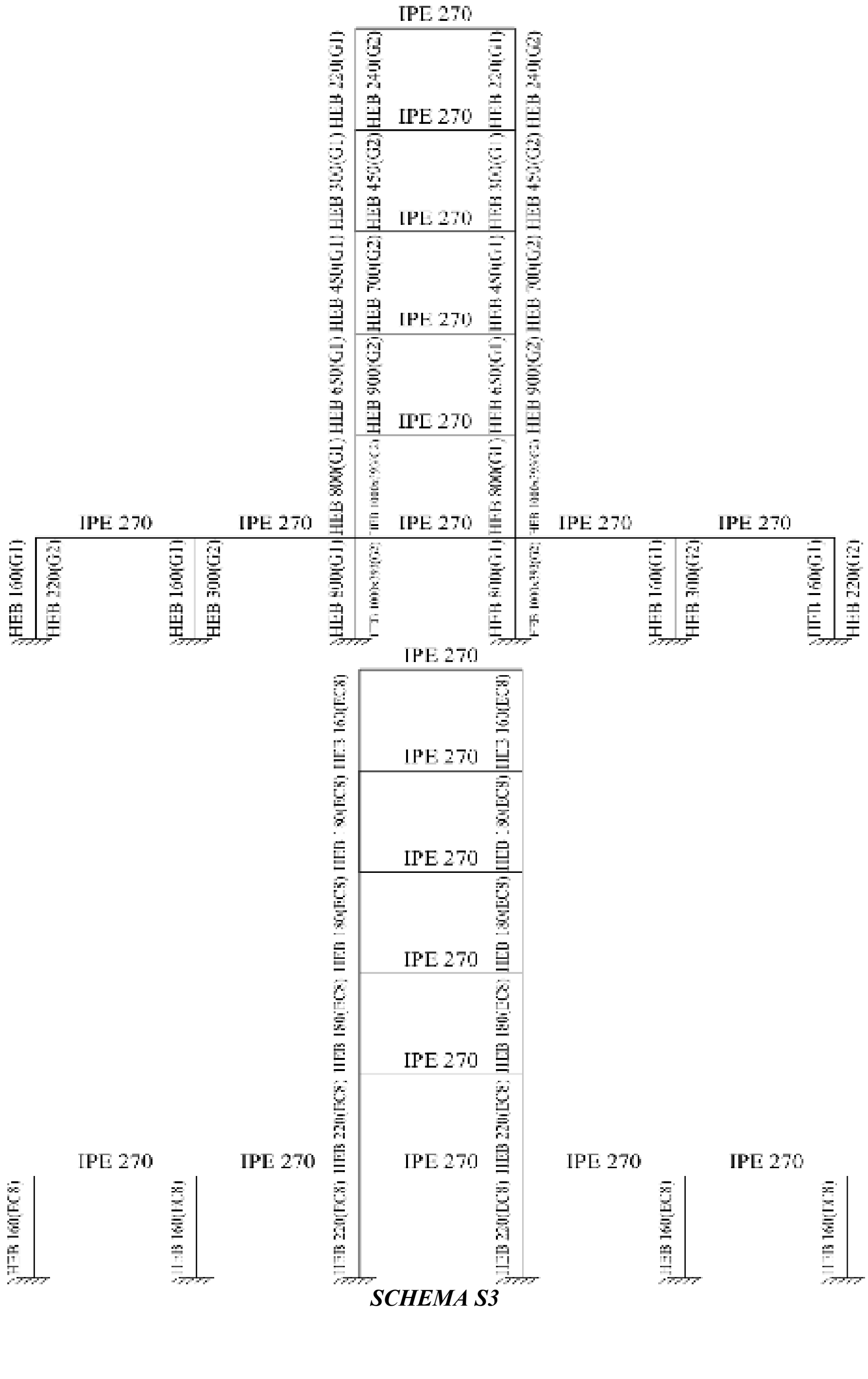
Le analisi statiche non lineari (Fig. 3), condotte con il software SAP2000 in controllo di spostamento e adottando un modello a plasticità concentrata, confermano che il ramo degradante (*softening*) delle strutture progettate secondo la TPMC segue fedelmente la curva di equilibrio teorica del meccanismo globale. Al contrario, i telai progettati in conformità all'Eurocodice 8 (EC8) mostrano un comportamento più fragile, caratterizzato da un degrado post-picco più marcato e da una minore resistenza laterale complessiva.


IPE 270
HEB 220(G2)
HEB 240(G1)
HEB 260(G2)
HEB 280(G1)
HEB 300(G1)
HEB 320(G1)
HEB 340(G1)
HEB 360(G1)
HEB 400(G1)

SCHEMA S1


IPE 270
HEB 220(G1)
HEB 220(G2)
HEB 280(G1)
HEB 280(G2)
HEB 300(G1)
HEB 300(G2)
HEB 260(G1)
HEB 240(G2)
HEB 220(G2)
HEB 160(G1)
HEB 220(EC8)
HEB 160(EC8)

SCHEMA S2



SCHEMA S3

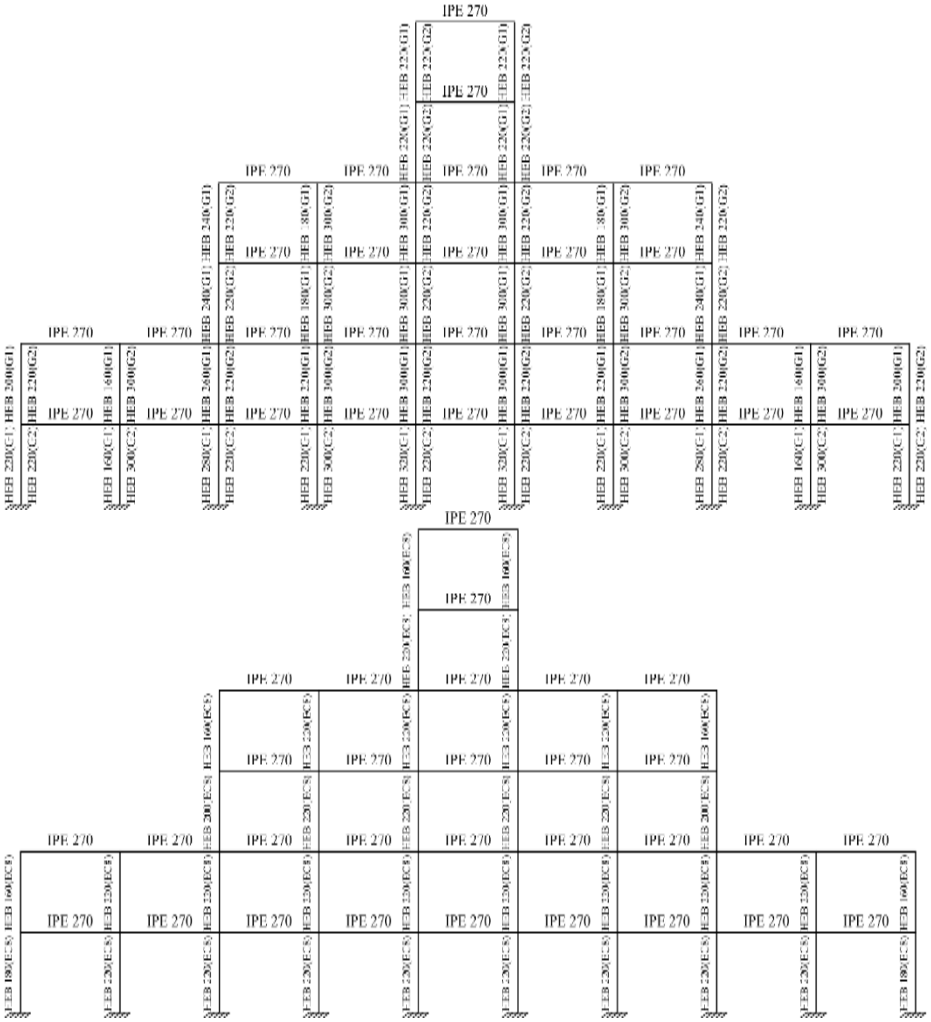


Fig. 2. Risultati delle progettazioni.

Il confronto visivo tra gli schemi che rappresentano la distribuzione delle cerniere plastiche per il telaio S1 (Fig. 4) fornisce una chiara spiegazione di tali evidenze numeriche. La progettazione basata sulla TPMC(G2) riesce a imporre un meccanismo globale completo, con la formazione di cerniere plastiche alle estremità di tutte le travi e, come previsto teoricamente, esclusivamente alla base delle colonne del primo piano. Tale configurazione assicura un'ottimale distribuzione della dissipazione di energia lungo l'intera altezza del telaio sismo-resistente. Diversamente, il progetto conforme all'EC8 sviluppa un meccanismo parziale, in cui il danno si concentra negli impalcati medio-inferiori. In questo scenario, i piani superiori rimangono in gran parte in campo elastico, non

contribuendo alla duttilità del sistema e portando al degrado precoce e più accentuato osservato nelle curve di capacità.

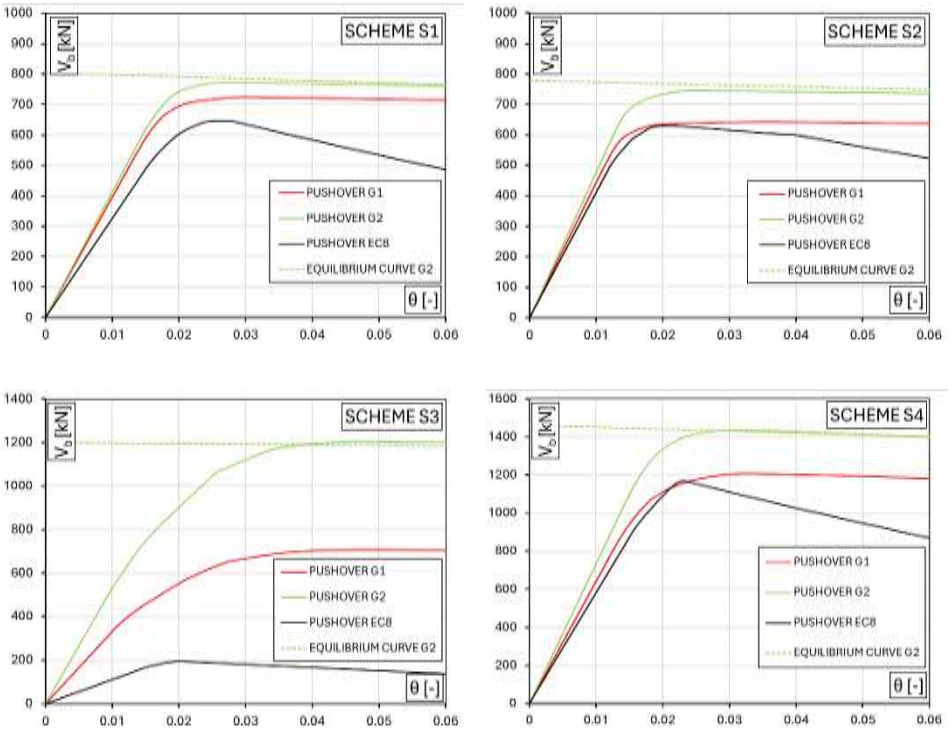
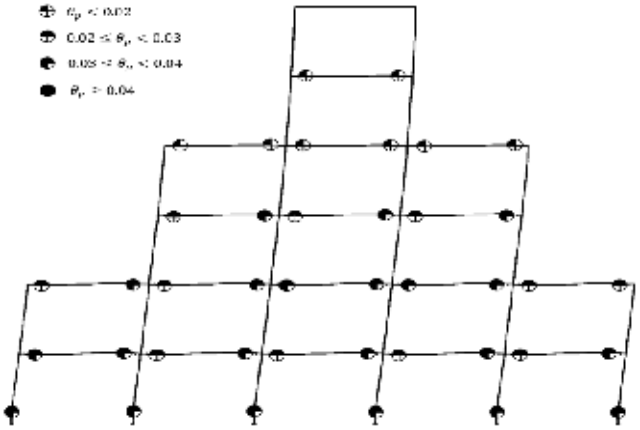
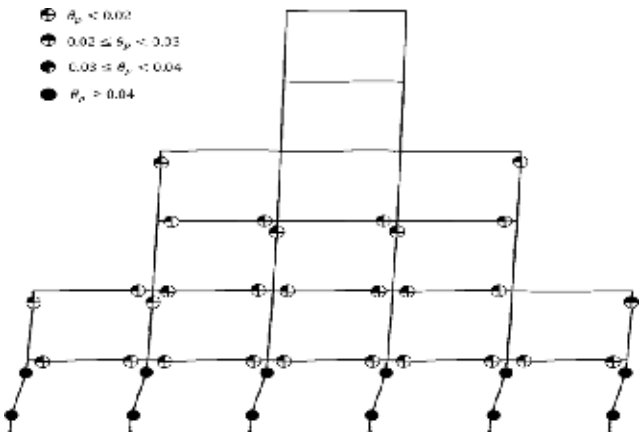


Fig. 3. Curve Push-over degli schemi strutturali



G2



EC8

Fig. 4. Meccanismi di collasso sviluppati dallo schema S1

6 VALIDAZIONE MEDIANTE ANALISI DINAMICHE INCREMENTALI (IDA)

L'impiego di 8 accelerogrammi registrati, selezionati dal database PEER, risulta coerente con le metodologie consolidate di Analisi Dinamica Incrementale (IDA). Tali studi indicano che un set limitato di segnali è sufficiente a fornire una stima stabile e affidabile della risposta strutturale media, a condizione che venga applicata una corretta procedura di spettro-compatibilità. Per garantire la robustezza statistica rispetto alla variabilità dei segnali sismici, essi sono stati scalati in modo che lo spettro di risposta elastico medio sia compatibile con lo spettro target dell'Eurocodice 8 nell'intervallo di periodi che include i periodi fondamentali delle strutture indagate (0.49 s – 1.19 s). I risultati riassunti nella Tabella 1 quantificano il divario prestazionale tra i diversi approcci progettuali. Mentre le strutture progettate secondo il nuovo Eurocodice 8 raggiungono la soglia di rotazione plastica target per valori di accelerazione spettrale relativamente bassi, a causa dello sviluppo precoce di meccanismi parziali o di piano, i telai sismo-resistenti progettati con la TPMC mostrano una resilienza sismica significativamente più elevata. Il vantaggio quantitativo della progettazione basata sul controllo del meccanismo è ulteriormente dimostrato dai risultati IDA per lo schema S1 (Fig. 5): mentre la struttura progettata tramite l' EC8 raggiunge la soglia di collasso (MIDR = 0.04 rad) per un valore di $S_a/g = 0.297$, la struttura progettata tramite la TPMC(G2) estende tale capacità fino a 0.428, garantendo un incremento della resilienza sismica pari al 44.1%.

Tabella 1. Confronto della capacità sismica in termini di S_a/g.

		G1	G2	EC8
S_a/g	**S1**	0.434	0.428	0.297
	S2	0.492	0.534	0.435
	S3	0.749	1.072	0.199
	S4	0.345	0.316	0.236

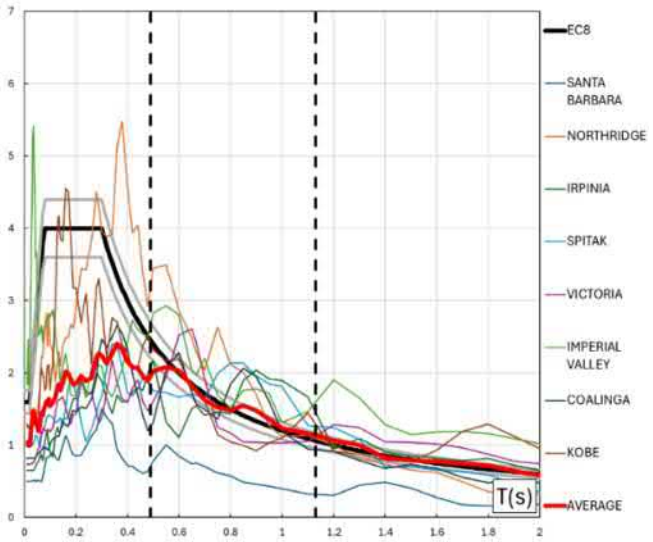


Fig. 5. Spettri di risposta (smorzamento 5%)

7 PESO STRUTTURALE ED EFFICIENZA DELLA PROGETTAZIONE

Al fine di fornire una valutazione comparativa completa, il peso strutturale complessivo degli schemi analizzati è riportato nella Tabella 2. Si osserva che i telai progettati in conformità al prEN 1998-1-2 (EC8) presentano generalmente un peso totale leggermente inferiore rispetto a quelli progettati con la procedura TPMC. Questa discrepanza deriva dal fatto che i criteri di gerarchia delle resistenze previsti dall'attuale normativa non sempre impongono alle colonne la sovraresistenza necessaria per inibire lo sviluppo di meccanismi localizzati nei telai irregolari.
Tuttavia, questo modesto incremento del peso strutturale, compreso tra il 12% e il 19% per la maggior parte degli schemi, con l'unica eccezione del caso estremo S3, si traduce in un guadagno sproporzionatamente maggiore in termini di sicurezza sismica.
Ad esempio, nello schema S1, a fronte di un aumento di peso di circa il 18% (nel caso della progettazione G2), si ottiene un incremento della capacità sismica del 44%. Tale evidenza dimostra che l'approccio basato sulla TPMC non rappresenta solo uno strumento per elevare i livelli di sicurezza, ma si configura come una strategia progettuale coerente con le prestazioni, capace di offrire un compromesso ottimale tra costi di costruzione e resilienza strutturale.

8 CONCLUSIONI

Il presente studio ha analizzato la risposta sismica di telai sismo-resistenti in acciaio con *set-backs*, confrontando la progettazione basata sulla gerarchia delle resistenze del prEN 1998-1-2 con la Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico (TPMC). I risultati dimostrano che, nonostante il rispetto delle prescrizioni normative, il *capacity design* tradizionale non garantisce in modo affidabile lo sviluppo di un meccanismo di collasso globale in presenza di irregolarità in elevazione.

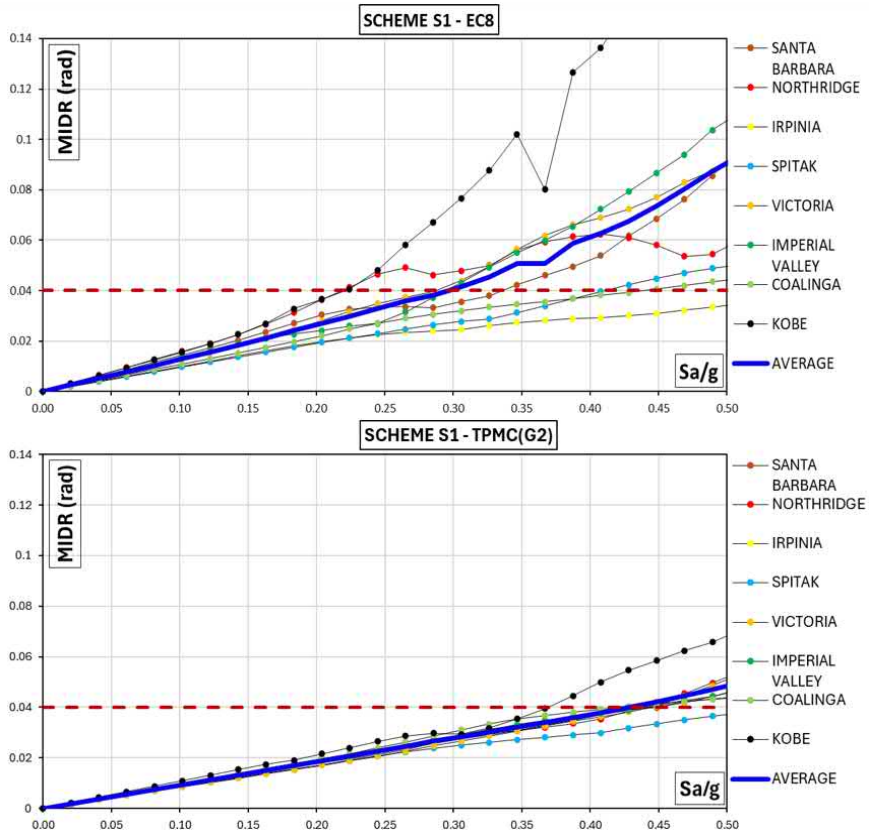


Fig. 6. Risultati delle analisi IDA per lo schema strutturale S1.

Tabella 2. Confronto del peso strutturale totale (kN) per gli schemi indagati.

		G1	G2	EC8
Peso (kN)	**S1**	96.12 kN	98.77 kN	83.32 kN
	S2	79.86 kN	82.91 kN	70.78 kN
	S3	90.17 kN	121.90 kN	46.80 kN
	S4	152.21 kN	160.00 kN	133.94 kN

Le analisi statiche non lineari hanno evidenziato come i telai progettati secondo l'Eurocodice tendano a manifestare plasticizzazioni localizzate e meccanismi di piano debole, con una risposta globale fragile. Al contrario, l'approccio della TPMC impone una distribuzione uniforme delle cerniere plastiche lungo l'altezza, assicurando un meccanismo stabile e duttile. Tali evidenze sono confermate dalle analisi IDA, che mostrano per i progetti basati sulla TPMC un incremento sostanziale della capacità sismica e della robustezza strutturale rispetto ai modelli progettati tramite l'EC8.

In conclusione, lo studio suggerisce che il soddisfacimento degli indicatori fenomenologici di regolarità (rapporti di massa e rigidezza) non sia una condizione sufficiente per garantire un comportamento globale. Emerge invece che l'adozione di un rigoroso controllo meccanico del meccanismo di collasso rappresenti una strategia più efficace e razionale, rendendo fisicamente ingiustificate le penalizzazioni cautelative (riduzione del fattore q) imposte dalle norme per le strutture geometricamente irregolari.

BIBLIOGRAFIA

[1] Mazzolani FM, Piluso V. Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames. E&FN Spon, an imprint of Chapman & Hall: London, 1996.
[2] prEN 1998-1-2:2024 — Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Buildings. Comite Europeen de Normalisation. CEN/TC 250.
[3] Mazzolani F.M., Piluso V., "Plastic design of seismic resistant steel frames". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 26. pp. 167-191. 1997.
[4] Piluso V., Nastri E., Montuori R., "Advances in Theory of Plastic Mechanism Control: Closed Form Solution for MR-Frames". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Volume 44. Issue 7. 1 June 2015. Pages 1035-1054.
[5] Montuori, R., Nastri, E. & Piluso, V., 2022. Theory of plastic mechanism control: A new approach for the optimization of seismic resistant steel frames. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 51(15), pp.3598–3619. https://doi.org/10.1002/eqe.3737.
[6] Montuori, R., Piluso, V. & Troisi, M., 2012. Theory of plastic mechanism control of seismic-resistant MR-frames with set-backs. The Open Construction and Building Technology Journal, 6, pp.404–413. https://doi.org/10.2174/1874836801206010404.
[7] Montuori, R., Nastri, E. & Piluso, V., 2015. Advances in theory of plastic mechanism control: Closed form solution for MR-frames. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 44(7), pp.1035–1054. https://doi.org/10.1002/eqe.2768.
[8] Maglio M., Montuori R., Nastri E., Piluso V. (2023). Design and seismic evaluation of MRFs in DC2 ductility class introduced in the new prEN1998 draft and comparison with TPMC.
[9] Maglio M., Montuori R., Nastri E., Piluso V. (2022). Design, analysis and assessment of MRFs equipped with FREEDAM connections and designed by TPMC: Comparison with traditional connections. STESSA Proceedings, Lecture Notes in Civil Engineering.
[10] Vamvatsikos, D., Cornell, C.A., 2002. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 31(3), 491–514. https://doi.org/10.1002/eqe.141.

PAROLE CHIAVE

Progettazione sismica, Strutture irregolari, Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico, Set-Backs, Telai sismo-resistenti.

SELEZIONE PRESTAZIONALE DELLA PRE-TENSIONE IN TELAI CONTROVENTATI CON CAVI PRE-TESI E SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE DI ESERCIZIO E ULTIME

PERFORMANCE-BASED PRESTRESS SELECTION FOR CABLE-BRACED FRAMES UNDER SERVICEABILITY AND ULTIMATE SEISMIC DEMANDS

Gian Felice Giaccu
Università degli Studi di Sassari
Dipartimento di Architettura, Design e Urbanistica
Sassari, Italy
gigiaccu@uniss.it

Luigi Fenu, Alireza Hosseini
Università degli Studi di Cagliari
Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura
Cagliari, Italy
lfenu@unica.it, seyeda.hosseini@unica.it

Bruno Briseghella
Fuzhou University, College of Civil Engineering
Fuzhou, China
bruno@fzu.edu.cn

ABSTRACT

Prestress in cable-braced frames is commonly selected to prevent slackening at the serviceability limit state (SLS) and to keep cable tension below the design resistance at the ultimate limit state (ULS). However, the degree of ULS *slackening* and its influence on effective stiffness, period elongation, and seismic demand are not typically treated as explicit prestress design objectives. This paper proposes a performance-based procedure for a single-degree-of-freedom frame, using the harmonic coefficient $\kappa(\lambda)$ and coupling it to the design spectrum via fixed-point iteration. The feasible prestress range is bounded by SLS tautness, controlled ULS slackening, drift, and cable-stress limits. The method is applied to a one-story industrial frame under the Rome EC8 spectra and validated against seven nonlinear time-history analyses. Equivalent-linear ULS drift and stress differ by less than 0.7% (drift) and 0.5% (stress) from the nonlinear means, supporting explicit control of ULS slackening in prestress selection.

SOMMARIO

Nei sistemi di controvento con cavi, la pre-tensione deve evitare lo *slackening* dei cavi allo stato limite di esercizio (SLE), mentre uno *slackening* controllato allo stato limite ultimo (SLU) può

allungare il periodo e ridurre l'accelerazione spettrale. Si propone una procedura prestazionale per un sistema a un grado di libertà basata sul coefficiente armonico κ(λ), accoppiato allo spettro mediante un'iterazione di punto fisso. L'intervallo ammissibile soddisfa assenza di *slackening* allo SLE, *slackening* controllato allo SLU e verifiche di spostamento e tensione. Si è selezionato un sistema di controventi a croce con cavi pretensionati che soddisfano queste condizioni. Gli spostamenti allo SLU differiscono di meno dello 0,7% e le tensioni di meno dello 0,5% dalle medie di sette analisi dinamiche non lineari. Scegliendo il livello di pre-tensione si deve quindi seguire un criterio prestazionale.

1 INTRODUZIONE

I controventi a cavi incrociati sono impiegati in edifici in acciaio e in legno e negli interventi di adeguamento sismico, poiché cavi snelli sopportano efficacemente la trazione aggiungendo poco peso [7,10,11]. La loro non linearità caratteristica è il comportamento unilatero: quando lo spostamento laterale supera l'allungamento iniziale della diagonale che si accorcia, il cavo si allenta (*slackening*) e la coppia di controventi passa da una resistenza bilaterale a una resistenza a cavo singolo. L'aumento della pre-tensione iniziale ritarda lo *slackening*, ma altera anche la risposta sismica e la tensione assiale massima nei cavi [8].

La selezione della pre-tensione non è quindi un problema a senso unico. Allo Stato Limite di Esercizio (SLE), la perdita di tensione è generalmente indesiderata perché riduce la rigidezza laterale, aumenta lo spostamento e può produrre un ripetuto riaggancio dei cavi. Un progetto soddisfacente per l'esercizio dovrebbe mantenere entrambi i cavi in trazione. Allo Stato Limite Ultimo (SLU), invece, uno *slackening* limitato può essere accettato purché i cavi restino in campo elastico. La conseguente riduzione di rigidezza allunga il periodo effettivo e può ridurre l'accelerazione spettrale quando il periodo si sposta sul ramo discendente dello spettro. Una pre-tensione eccessiva può eliminare questo meccanismo di risposta e aumentare la forza trasmessa, mentre una pre-tensione insufficiente può causare *slackening* già allo stato limite di esercizio.

Lavori precedenti hanno stabilito descrizioni basate su spostamento e frequenza per sistemi controventati a cavi pre-tesi [3,4]. Metodi di linearizzazione equivalente sono stati inoltre ampiamente utilizzati per oscillatori bilineari e a ricentraggio [2,5,6]. La questione pratica che resta aperta è come scegliere la pre-tensione dei cavi direttamente dagli spettri di progetto, soddisfacendo al contempo i requisiti contrapposti dei due stati limite.

Questo lavoro formula tale questione come la ricerca di un intervallo ammissibile di pre-tensione. Il metodo combina (i) un rapporto di *slackening* normalizzato, (ii) un coefficiente di rigidezza equivalente in forma chiusa, (iii) una soluzione spettrale a punto fisso e (iv) verifiche esplicite allo SLE, allo SLU, di spostamento e di tensione nei cavi. Il lavoro si concentra sul sistema SDOF per isolare la relazione tra pre-tensione e prestazione dagli effetti di combinazione modale. Con metodologia analoga il metodo può essere esteso a sistemi a più gradi di libertà.

2 SISTEMA SDOF CONTROVENTATO A CAVI

2.1 Soglia di slackening

Si consideri il telaio monopiano controventato a cavi incrociati di Fig. 1. Un impalcato rigido di massa M è sostenuto lateralmente da due cavi diagonali, ciascuno con area A_b, lunghezza L, modulo elastico E e inclinazione α. Entrambi i cavi hanno deformazione iniziale ε_0 e tensione iniziale $\sigma_0=E\varepsilon_0$. Finché entrambe le diagonali restano attive, la rigidezza orizzontale della coppia è:

$$K = 2EA_b \cos^2\alpha / L \tag{1}$$

Lo spostamento dell'impalcato allunga una diagonale e accorcia l'altra. Il primo *slackening* si verifica quando l'accorciamento indotto dallo spostamento annulla l'allungamento iniziale. La corrispondente soglia di spostamento è:

$$\Delta s = \varepsilon_0 L / \cos\alpha = \sigma_0 L /(E \cos\alpha) \quad (2)$$

L'ampiezza di risposta δ è normalizzata rispetto a questa soglia:

$$\lambda = \delta / \Delta s \quad (3)$$

Per $\lambda \leq 1$, entrambi i cavi restano attivi e la coppia mantiene la rigidezza K. Per $\lambda > 1$, il cavo che si accorcia è allentato (*slack*) per una parte del ciclo e la rigidezza tangente in quella fase si riduce a $K/2$. I cavi sono assunti elastici; lo snervamento è escluso perché una deformazione residua del cavo comporterebbe una perdita di pre-tensione e comprometterebbe il comportamento a ricentraggio previsto [12].

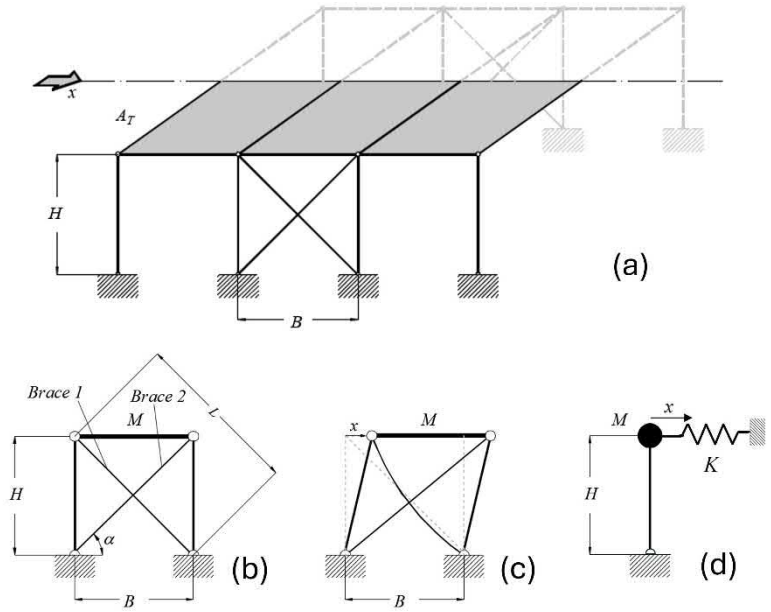


Fig. 1. Telaio controventato a cavi pre-tesi, meccanismo di slackening e idealizzazione SDOF.

2.2 Coefficiente prestazionale armonico

La forza di richiamo dipendente dall'ampiezza è sostituita da una rigidezza lineare equivalente $K_E=\kappa K$. Per uno spostamento armonico $u=\delta \sin\theta$, uguagliando la prima armonica della forza di richiamo si ottiene il coefficiente prestazionale:

$$\kappa(\lambda)=1, \quad \lambda \leq 1 \quad (4a)$$

$$\kappa(\lambda)=1/2 + [\arcsin(1/\lambda)+(1/\lambda)\sqrt{(1-1/\lambda^2)}]/\pi, \quad \lambda > 1 \quad (4b)$$

Come mostrato in Fig. 2, il coefficiente decresce monotonicamente da uno, al primo slackening, verso 0,5 per il comportamento completo a cavo singolo alternato. Esso costituisce quindi sia un parametro di rigidezza sia un indicatore prestazionale interpretabile. Il periodo equivalente è:

$$T_E = T_L / \sqrt{\kappa}, \qquad T_L=2\pi\sqrt{(M/K)} \quad (5)$$

con $T_L \leq T_E \leq \sqrt{2} T_L$. Il limite superiore corrisponde allo stato limite in cui è attivo un solo cavo alla volta.

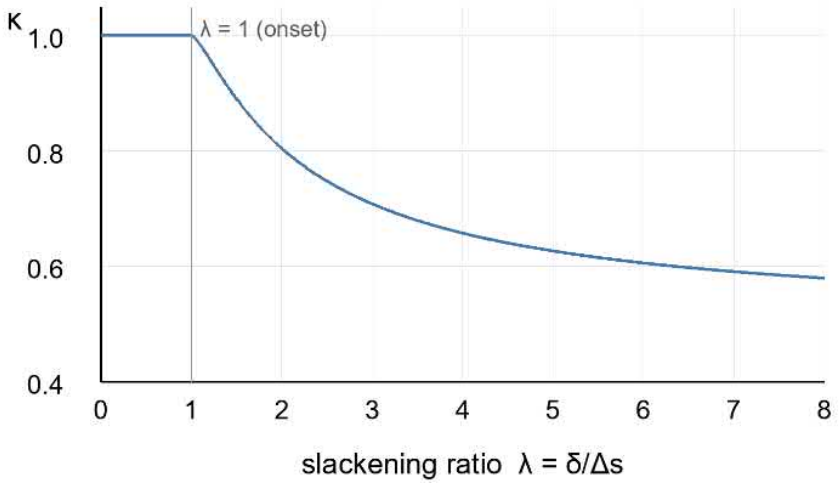


Fig. 2. Coefficiente prestazionale universale κ in funzione dello spostamento normalizzato λ.

3 SELEZIONE DELLA PRE-TENSIONE A DOPPIO STATO LIMITE

3.1 Obiettivo di progetto e intervallo ammissibile

La pre-tensione preferibile non è necessariamente il valore massimo accettabile dal telaio controventato. Deve essere sufficientemente elevata da evitare lo *slackening* allo SLE, ma sufficientemente contenuta da consentire una riduzione controllata di rigidezza allo SLU, laddove tale riduzione risulti vantaggiosa sullo spettro di risposta.
Per un valore di tentativo σ_0, il metodo è applicato indipendentemente agli spettri di SLE e SLU. Le condizioni di base a doppio stato limite sono:

$$\lambda_{SLE} \leq 1, \qquad 1 < \lambda_{SLU} \leq \lambda_{max} \tag{6}$$

dove λ_{max} limita la severità dello *slackening* allo SLU. Queste condizioni sono integrate da $\delta_{SLE} \leq \delta_{lim,SLE}$, $\delta_{SLU} \leq \delta_{lim,SLU}$ e $\sigma_{b,SLU} \leq f_{td}$. Il limite inferiore dell'intervallo di pre-tensione è generalmente governato dalla condizione di cavo teso allo SLE. Il limite superiore può essere governato dalla quantità minima desiderata di *slackening* allo SLU, dalla tensione nei cavi o da un vincolo economico. Se il limite inferiore supera quello superiore, occorre rivedere l'area di tentativo dei cavi, il periodo strutturale o la geometria dei controventi.
Il beneficio dello *slackening* allo SLU dipende dalla forma spettrale. Quando T_E supera il periodo d'angolo T_C, l'accelerazione spettrale può diminuire mentre lo spostamento spettrale continua a crescere (Fig. 3, Fig. 4). Lo *slackening* controllato deve quindi essere valutato considerando sia la forza sia lo spostamento; non è da ritenersi vantaggioso per ogni oscillatore o sito.

3.2 Soluzione spettrale a punto fisso

Poiché κ dipende dallo spostamento e lo spostamento dipende da T_E, la soluzione è implicita. Partendo da $\kappa^{(0)}=1$, l'iterazione r procede come segue: si valuta $T_E^{(r)}=T_L/\sqrt{\kappa^{(r)}}$; si legge $\delta^{(r)}=S_d(T_E^{(r)})$ dallo spettro dello stato limite considerato; si calcola $\lambda^{(r)}=\delta^{(r)}/\Delta s$; si aggiorna $\kappa^{(r+1)}$ tramite l'Eq. (4); e si ripete finché la variazione di κ e dello spostamento non è inferiore alla tolleranza. La forza orizzontale deriva da:

$$F_H = M\, S_a(T_E) \tag{7}$$

e la tensione massima nei cavi nella soluzione equivalente lineare è stimata come:

$$\sigma_b = \sigma_0 + F_H /(2\kappa\, A_b\, cos\alpha) \tag{8}$$

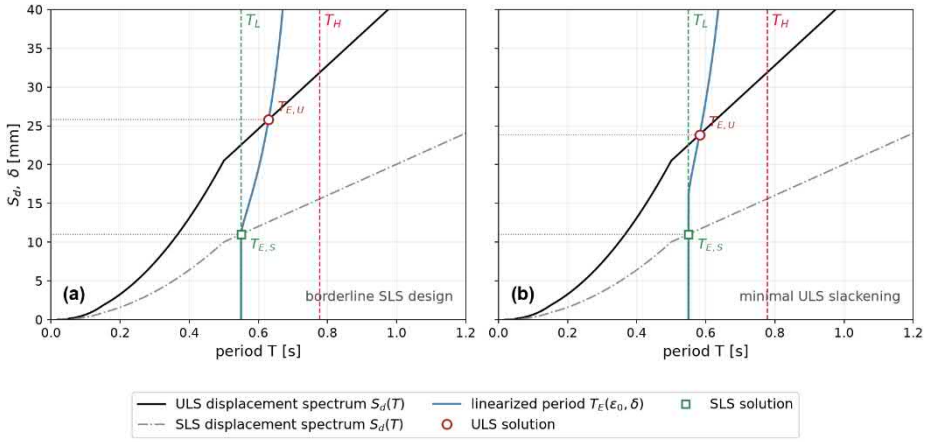


Fig. 3. Soluzioni sullo spettro di spostamento per (a) progetto al limite allo SLE e (b) pre-tensione più elevata con slackening minimo allo SLU.

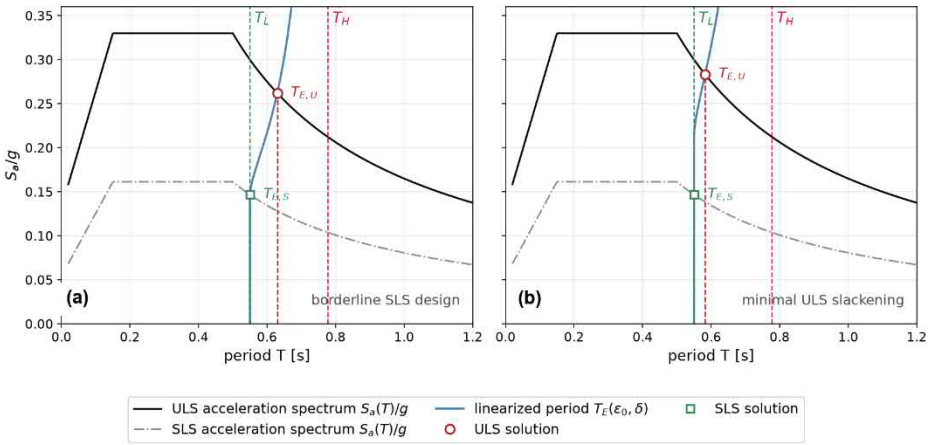


Fig. 4. Soluzioni sullo spettro di accelerazione corrispondenti alla Fig. 3, che mostrano la conseguenza in termini di domanda di forza allo SLU della scelta della pre-tensione.

Una verifica cautelativa di resistenza allo SLU pone κ=0,5, corrispondente a un solo cavo attivo. Questa verifica è intenzionalmente distinta dalla stima di domanda ottenuta con il κ dipendente dall'ampiezza.

3.3 Mappa di progetto della pre-tensione

Ripetendo la soluzione su una griglia di valori di pre-tensione si ottiene una mappa di progetto. Per σ_0 molto bassi, $\lambda_{SLE}>1$ e il progetto è respinto. Aumentando σ_0 si incrementa Δs e si raggiunge infine il limite allo SLE, $\lambda_{SLE}=1$. Un ulteriore aumento riduce λ_{SLU} e riporta κ_{SLU} verso l'unità. La regione di progetto più informativa inizia quindi in corrispondenza, o poco sopra, il limite allo SLE e termina prima che lo *slackening* allo SLU diventi trascurabile. I limiti di spostamento e di resistenza possono restringere ulteriormente questo intervallo. Questa mappa rende visibile il compromesso e fornisce un punto di partenza razionale per selezionare σ_0 insieme ad A_b (Fig. 5).

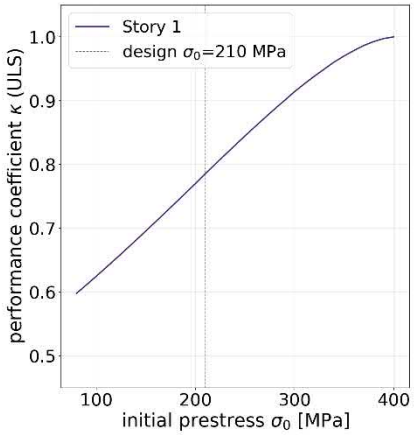


Fig. 5. Sensibilità del coefficiente prestazionale SDOF alla pre-tensione iniziale; la linea tratteggiata indica il progetto selezionato.

4 APPLICAZIONE NUMERICA E VALIDAZIONE

4.1 Modello e input sismico

La struttura di riferimento è un telaio industriale monopiano con altezza di interpiano di 5 m, campata controventata di 6 m e una coppia di controventi a X nella campata modellata. La massa tributaria è pari a 60 t, corrispondente a metà dell'inerzia totale dell'edificio. Il modulo elastico dei cavi è 160 GPa. La tensione iniziale adottata è 210 MPa (ε_0=0,001313), che fornisce Δs=13,3 mm, e il diametro dei cavi selezionato è 18 mm. Il periodo a cavi completamente tesi è T_L=0,620 s.

Come pericolosità di riferimento ci si riferisce a un edificio in classe d'uso II, sito a Roma, con categoria di sottosuolo B. Gli spettri Eurocodice 8 di Tipo 1 [1] hanno S=1,20, T_B=0,15 s, T_C=0,50 s e T_D=2,00 s. Lo SLU utilizza a_{gR}=0,110g e smorzamento 5%; lo SLE utilizza a_{gR}=0,045g e smorzamento 2%. La Fig. 6 mostra i sette accelerogrammi orizzontali (Corinth, Hector Mine, Imperial Valley, Landers, New Zealand, Northridge e Tabas), spettro-compatibili in modo indipendente ai due spettri target.

La verifica non lineare è condotta in OpenSeesPy [9] utilizzando elementi truss corotazionali con materiale elastico a sola trazione e una deformazione iniziale imposta. Una rigidezza a compressione prossima a zero consente alla diagonale che si accorcia di perdere forza in modo naturale. La pre-tensione è applicata in uno step statico iniziale, seguito dall'integrazione temporale di Newmark. Lo *slackening* dei cavi è così colto esplicitamente, e nelle analisi di riferimento non si adotta alcuna ipotesi di linearizzazione equivalente.

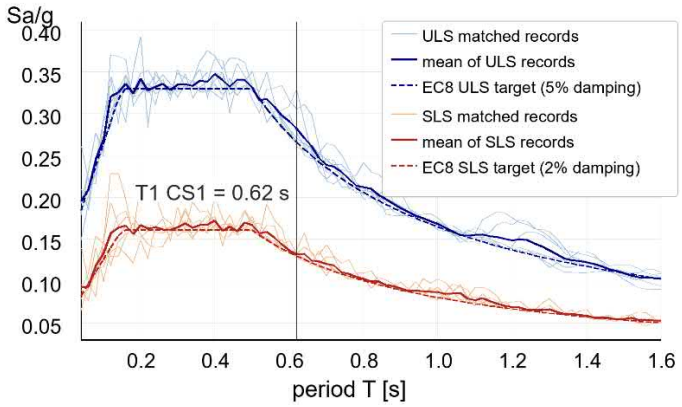


Fig. 6. Spettri degli accelerogrammi spettro-compatibili di Roma e spettri target EC8 allo SLU e allo SLE; la linea tratteggiata indica il periodo SDOF T1=0,62 s.

4.2 Risposta allo SLE e allo SLU

La Tabella 1 riassume il confronto. Allo SLE, λ=0,93 e κ=1,00; la risposta è completamente tesa nella soluzione equivalente lineare e non si osserva alcuno *slackening* nelle analisi non lineari. Lo spostamento previsto è 12,4 mm rispetto a una media non lineare di 12,6 mm, mentre la tensione nei cavi prevista è 406 MPa rispetto a 409 MPa. La pre-tensione selezionata soddisfa quindi la condizione di esercizio prevista senza un margine eccessivo che sopprimerebbe inutilmente la riduzione di rigidezza allo SLU.
Allo SLU, λ aumenta a 2,14 e κ *diminuisce* a 0,786. Di conseguenza, il periodo equivalente è circa il 13% più lungo del periodo a cavi completamente tesi. Lo spostamento previsto è 28,7 mm e la tensione prevista è 662 MPa, contro medie non lineari di 28,9 mm e 665 MPa. La differenza sullo spostamento è dello 0,7% e quella sulla tensione dello 0,5%. Lo *slackening* si verifica per il 7,0% della durata della risposta non lineare, confermando che la condizione allo SLU è controllata e non una configurazione permanentemente allentata. La verifica cautelativa a cavo singolo attivo fornisce una tensione superiore di circa il 38% rispetto alla media non lineare, garantendo così un margine di resistenza a favore di sicurezza.

Tabella 1. Previsione con il metodo di linearizzazione equivalente e risposta media non lineare per il progetto SDOF selezionato.

Stato	λ	κ	δ ELM/THA [mm]	σ ELM/THA [MPa]	r_slack
SLE	0.93	1.000	12.4 / 12.6	406 / 409	0.000
SLU	2.14	0.786	28.7 / 28.9	662 / 665	0.070

Per mettere in evidenza il compromesso legato alla pre-tensione, la Tabella 2 confronta un caso sotto-pretensionato, il progetto selezionato e un caso ad alta pre-tensione.

I risultati sono riportati come previsione ELM / risposta media THA ± la deviazione standard da record a record.
La Fig. 7 mostra la configurazione deformata al picco, la Fig. 8 le storie temporali di tensione nei cavi e la Fig. 9 la relazione forza-spostamento non lineare per il telaio SDOF sito a Roma.

Tabella 2. Confronto tra ELM e THA su sette record per tre livelli di pre-tensione (cavi da 18 mm).

σ0 [MPa]	Stato	δ ELM/THA [mm]	σ ELM/THA [MPa]	a ELM/THA [g]	r_slack
130	SLE	13.35 / 13.41±0.83	340 / 341±13	0.121 / 0.114±0.004	0.079
130	SLU	31.15 / 29.19±1.42	620 / 590±23	0.217 / 0.198±0.008	0.154
210	SLE	12.44 / 12.61±0.27	406 / 409±4	0.130 / 0.132±0.003	0.000
210	SLU	28.70 / 28.86±2.59	662 / 665±41	0.236 / 0.223±0.014	0.070
320	SLE	12.44 / 12.60±0.26	516 / 518±4	0.130 / 0.132±0.003	0.000
320	SLU	26.26 / 27.18±2.34	733 / 748±37	0.258 / 0.252±0.012	0.020

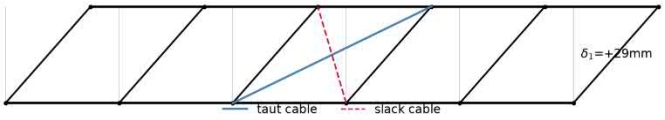


Fig. 7. Configurazione CS1 di Roma allo spostamento di picco: la diagonale che si accorcia è allentata mentre il cavo opposto resta attivo.

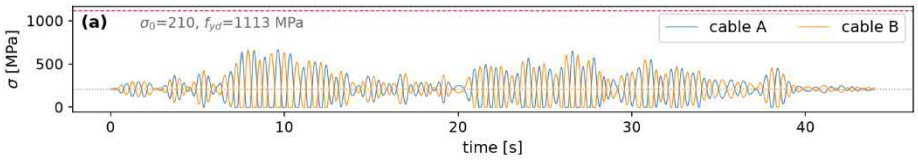


Fig. 8. Storie temporali rappresentative della tensione nei cavi per il caso CS1 di Roma; i cavi restano elastici e alternano stati attivi e allentati.

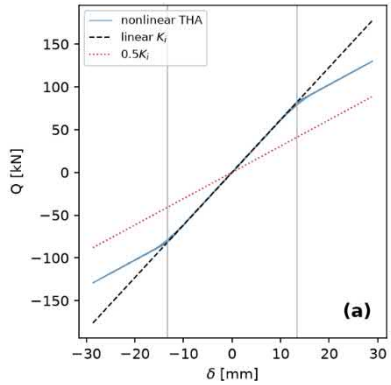


Fig. 9. Risposta forza-spostamento rappresentativa per il caso CS1 di Roma, confrontata con la rigidezza a cavi completamente tesi K e con il limite a cavo singolo alternato 0,5K.

5 DISCUSSIONE

L'applicazione illustra perché la pre-tensione debba essere trattata come una variabile di progetto limitata entro un intervallo. Un valore inferiore ridurrebbe Δs e porterebbe la risposta allo SLE nel

regime di *slackening*. Un valore sostanzialmente maggiore manterrebbe κ vicino all'unità in entrambi gli stati limite, eliminando gran parte della variazione di periodo allo SLU ma aumentando la componente iniziale della tensione nei cavi. Il valore selezionato di 210 MPa colloca la domanda allo SLE appena al di sotto del primo *slackening* e mantiene una riduzione di rigidezza allo SLU distinta ma contenuta.

Il buon accordo ottenuto allo SLU si riferisce a un sistema SDOF la cui non linearità dominante è lo *slackening* dei cavi. Ciò non deve essere interpretato come dimostrazione che la linearizzazione equivalente riproduca l'intera storia di risposta o i valori estremi da record a record. Il coefficiente armonico κ è un coefficiente energeticamente equivalente; non deve necessariamente coincidere con una rigidezza secante di picco desunta da una traiettoria non lineare. Il metodo è pensato per una stima preliminare della domanda e per la selezione della pre-tensione, seguite da una verifica cautelativa della resistenza dei cavi e, ove necessario, da una verifica non lineare del progetto finale.

L'ambito del presente lavoro può essere riassunto in quattro punti: (I) per loro natura, i cavi in acciaio armonico restano elastici; (II) i collegamenti sono idealizzati, e sono esclusi snervamento e/o scorrimento degli ancoraggi e degrado; (III) per lo SLU, l'effetto benefico dell'allungamento del periodo dipende dallo spettro e può venire meno per oscillatori che restano sul tratto ad accelerazione costante; (IV) si è considerato solo il caso del telaio monopiano.

L'estensione a edifici multipiano richiede coefficienti dipendenti dal piano e una soluzione modale accoppiata, aspetti che esulano dal presente caso, volutamente focalizzato sul sistema SDOF, ma che può essere esteso senza eccessive complicazioni a sistemi a più gradi di libertà.

6. CONCLUSIONI

È stata formulata una procedura basata sullo spettro di risposta per la selezione prestazionale della pre-tensione dei cavi in un telaio SDOF controventato a cavi. Si traggono le seguenti conclusioni:

- La pre-tensione non va né massimizzata né minimizzata. La variabile di progetto utile è un intervallo ammissibile, limitato inferiormente dalla condizione di cavo teso allo SLE e limitato superiormente dallo *slackening* controllato allo SLU, dalla tensione nei cavi, dallo spostamento e da requisiti economici.
- Lo spostamento normalizzato λ e il coefficiente armonico κ forniscono un legame compatto tra il primo *slackening*, la rigidezza equivalente e lo spettro di normativa. La soluzione a punto fisso richiede solo valutazioni spettrali ripetute.
- Per il progetto monopiano selezionato, il metodo mantiene una risposta tesa allo SLE (λ=0,93, κ=1,00) consentendo al contempo uno *slackening* controllato allo SLU (λ=2,14, κ=0,786).
- Lo spostamento e la tensione nei cavi allo SLU, calcolati con il metodo equivalente lineare, differiscono di circa lo 0,7% (spostamento) e lo 0,5% (tensione) dalle medie di sette analisi non lineari; le previsioni allo SLE sono comprese entro circa l'1-2% e lo *slackening* non lineare è assente.
- Lo *slackening* controllato è vantaggioso solo quando la variazione di periodo riduce la forza spettrale senza violare i limiti di spostamento e di resistenza. La mappa di progetto proposta rende esplicita questa condizione e può ridurre il ricorso all'analisi non lineare nella fase di progetto preliminare.

BIBLIOGRAFIA

[1] CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. European Committee for Standardisation.

[2] Xu, G., Guo, T. and Li, A. (2022). Equivalent linearization method for seismic analysis and design of self-centering structures. Engineering Structures, 271, 114900.

[3] Giaccu, G.F. (2018). An equivalent frequency approach for determining non-linear effects on pre-tensioned-cable cross-braced structures. Journal of Sound and Vibration, 422, 62–78.
[4] Giaccu, G.F. and Caracoglia, L. (2017). A displacement-based approach for determining non-linear effects on pre-tensioned-cable cross-braced structures. Journal of Sound and Vibration, 394, 465–481.
[5] Liu, T., Zordan, T., Briseghella, B. and Zhang, Q. (2014). Evaluation of equivalent linearization analysis methods for seismically isolated buildings characterized by SDOF systems. Engineering Structures, 59, 619–634.
[6] Liu, T., Zordan, T., Zhang, Q. and Briseghella, B. (2015). Equivalent viscous damping of bilinear hysteretic oscillators. Journal of Structural Engineering, 141(11), 06015002.
[7] Shariati, M., Lagzian, M., Maleki, S., Shariati, A. and Trung, N.T. (2020). Evaluation of seismic performance factors for tension-only braced frames. Steel and Composite Structures, 35(4), 599–609.
[8] Ghasemi, M., Zhang, C., Khorshidi, H. and Sun, L. (2022). Seismic performance assessment of steel frames with slack cable bracing systems. Engineering Structures, 250, 113437.
[9] McKenna, F. (2011). OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation. Computing in Science & Engineering, 13(4), 58–66.
[10] Razavi, M. and Sheidaii, M.R. (2012). Seismic performance of cable zipper-braced frames. Journal of Constructional Steel Research, 74, 49–57.
[11] Terán-Gilmore, A., Bertero, V.V. and Youssef, N.F.G. (1996). Seismic rehabilitation of infilled non-ductile frame buildings using post-tensioned steel braces. Earthquake Spectra, 12(4), 863–882.
[12] Xu, G. et al. (2023). Development and investigation of a self-centering cable brace with variable slip stiffness for braced frame structure. Journal of Building Engineering, 76, 107383.

PAROLE CHIAVE

controventatura a cavi pre-tesi, slackening dei cavi, selezione della pre-tensione, linearizzazione equivalente, stato limite di esercizio, stato limite ultimo, analisi con spettro di risposta

INFLUENZA DELLA DEFORMABILITA' ASSIALE DEI CONTROVENTI NELLE CONFIGURAZIONI SCISSOR-TOGGLE

INFLUENCE OF BRACE AXIAL DEFORMABILITY IN SCISSOR TOGGLE CONFIGURATIONS

Maria Maglio
Martina della Corte
Elide Nastri
Rosario Montuori
Vincenzo Piluso
Università di Salerno
Dipartimento di Ingegneria Civile
Fisciano, Italia
mamaglio@unisa.it

Alessandro Pisapia
Università Telematica Pegaso
Centro Direzionale
Dipartimento di Ingegneria
Napoli, Italia
alessandro.pisapia@unipegaso.it

ABSTRACT

This study investigates the seismic performance enhancement of structures through Toggle Brace Dampers (TBDs), focusing on the influence of brace axial behaviour in Scissor-Toggle configurations. The research analyses the amplification factor f, defined as the ratio between the displacement transmitted to the dissipative element and the seismic displacement of the main structure, evaluating its variation with brace axial stiffness and key design parameters, including brace deformability and toggle stiffness ratio. Different Scissor-Toggle configurations are assessed through pushover analyses performed using SAP2000, deriving amplification factor–displacement curves. Results show that the configuration with a 9° internal inclination angle and direct connection to the beam-column joint provides the best performance. However, brace deformability delays dissipative element activation, reducing efficiency at low displacement levels compared with conventional diagonal bracing systems. Therefore, TBD effectiveness depends on careful design and appropriate parameter selection, particularly support arrangement.

SOMMARIO

Il presente studio analizza il miglioramento delle prestazioni sismiche delle strutture mediante l'impiego dei Toggle Brace Dampers (TBD), con particolare attenzione all'influenza del comportamento assiale dei controventi nelle configurazioni Scissor-Toggle. La ricerca esamina il fattore di amplificazione f, definito come il rapporto tra lo spostamento trasmesso all'elemento dissipativo e lo spostamento sismico della struttura principale, valutandone la variazione in funzione della rigidezza assiale dei controventi e di parametri progettuali chiave, tra cui la deformabilità delle aste e il rapporto di rigidezza del meccanismo toggle. Diverse configurazioni di Scissor-Toggle Brace Damper sono state analizzate mediante analisi statiche non lineari (pushover) eseguite con il software SAP2000, ricavando le curve fattore di amplificazione–spostamento. I risultati mostrano che la configurazione caratterizzata da un angolo di inclinazione interno di 9° e da un collegamento diretto al nodo trave–pilastro presenta le migliori prestazioni. Tuttavia, la deformabilità dei controventi ritarda l'attivazione dell'elemento dissipativo, riducendo l'efficacia ai bassi livelli di spostamento rispetto ai tradizionali sistemi di controventamento diagonale. Pertanto, l'efficienza dei TBD dipende da un'attenta progettazione e da un'adeguata selezione dei parametri, in particolare dalla disposizione dei vincoli di supporto.

1 INTRODUZIONE

La protezione sismica costituisce uno degli aspetti centrali dell'ingegneria strutturale moderna, perseguendo l'obiettivo di incrementare la resilienza delle costruzioni e limitarne il danneggiamento durante eventi sismici. Nel corso degli anni sono state sviluppate numerose strategie innovative volte a migliorare la sicurezza strutturale, ridurre i costi di riparazione e garantire un più rapido ripristino della funzionalità degli edifici dopo un terremoto. In tale contesto, le connessioni FREEDAM (FREE from DAMage) rappresentano una delle soluzioni più avanzate, in quanto permettono di ottenere un comportamento sismico caratterizzato da un danneggiamento pressoché nullo grazie all'attivazione di un meccanismo di scorrimento per attrito controllato all'interno dei collegamenti trave–pilastro [1]. Tali sistemi garantiscono un'elevata capacità dissipativa, riducendo al contempo le deformazioni residue e i costi di riparazione [2]. Recenti studi hanno proposto approcci progettuali probabilistici finalizzati all'ulteriore ottimizzazione delle prestazioni sismiche di tali sistemi nei telai in acciaio a sismo-resistenti [3]. Analisi comparative hanno inoltre confermato il comportamento superiore di queste soluzioni rispetto alle connessioni tradizionali, sia in termini di dissipazione energetica sia di controllo del danno [4].

I recenti sviluppi nei sistemi supplementari di dissipazione energetica hanno evidenziato l'importanza dell'integrazione dei controventi all'interno dei telai strutturali al fine di incrementarne la rigidezza e la capacità dissipativa. Un comportamento efficiente richiede una rigidezza dei controventi sufficiente a trasferire efficacemente l'energia ai dispositivi dissipativi. Sebbene un incremento della rigidezza possa ridurre gli spostamenti, esso può determinare anche un aumento delle accelerazioni e delle forze interne a causa della riduzione del periodo proprio della struttura. Come evidenziato da Swain et al. [5], l'integrazione di controventi con dispositivi dissipativi opportunamente dimensionati consente di limitare sia gli spostamenti sia le azioni interne, rendendo tale approccio particolarmente adatto agli interventi di adeguamento di strutture esistenti. Tuttavia, una progettazione ottimale richiede un accurato bilanciamento tra rigidezza e capacità dissipativa, al fine di evitare inefficienze o la mancata attivazione dei dispositivi, garantendo al contempo criteri di economicità [6]. A partire dagli anni '80, numerosi studi sono stati dedicati alla riduzione della vulnerabilità sismica mediante sistemi di controventamento, con particolare riferimento alle configurazioni diagonali e a V (chevron), che rappresentano le soluzioni maggiormente studiate e diffuse. La loro predominanza è legata sia all'ampio impiego nella pratica progettuale sia alla notevole disponibilità di risultati sperimentali. Più recentemente, l'attenzione della comunità scientifica si è

indirizzata verso i sistemi Toggle Brace Damper (TBD), i quali migliorano l'efficienza dissipativa attraverso l'amplificazione degli spostamenti imposti al dissipatore. Tuttavia, le loro caratteristiche operative complessive non sono ancora state completamente chiarite.
Hanson e Soong [7] hanno studiato dispositivi di amplificazione degli spostamenti per affrontare il problema dei ridotti livelli di deformazione, che possono rendere inefficaci i dissipatori viscosi. Successivamente, sono state brevettate diverse configurazioni geometriche di sistemi TBD. Tra queste si annoverano la configurazione "scissor-jack" proposta da Taylor e le configurazioni "upper toggle", "lower toggle" e "reverse toggle" introdotte da Constantinou et al. [8]. Tali configurazioni sono state validate mediante prove cicliche ed esperimenti su tavola vibrante condotti su telai in acciaio a un grado di libertà (SDOF).
Sulla base di tali sviluppi, McNamara e Huang [9] hanno applicato i sistemi TBD brevettati da Constantinou et al. in un edificio di 39 piani situato a Boston. Le loro analisi hanno evidenziato un aspetto fondamentale: la rigidezza dei controventi secondari (knee braces) influenza significativamente l'efficienza del sistema di dissipazione. A supporto di tale osservazione, Hwang et al. [10] hanno dimostrato l'importanza della modifica della rigidezza dei controventi per migliorare le prestazioni dei TBD oltre quanto precedentemente evidenziato dalle analisi teoriche e sperimentali. Parallelamente, Shao e Miyamoto [11] hanno impiegato sistemi TBD per mitigare le irregolarità torsionali in strutture in calcestruzzo armato con pareti resistenti al taglio.
La presente introduzione fornisce una panoramica dello stato dell'arte della ricerca e della pratica progettuale nel campo della protezione sismica, con particolare riferimento ai sistemi Toggle Brace Damper. Sebbene siano stati compiuti significativi progressi, numerosi aspetti richiedono ancora ulteriori approfondimenti, offrendo importanti opportunità per futuri sviluppi e innovazioni in questo settore. L'obiettivo del presente studio è analizzare l'influenza del comportamento assiale dei controventi in diverse configurazioni Scissor-Toggle attraverso una serie di analisi numeriche condotte mediante il software SAP2000. Tale tipologia di toggle brace damper è stata selezionata per la sua intrinseca capacità di amplificare lo spostamento imposto al dispositivo dissipativo, incrementando così l'efficienza della dissipazione energetica rispetto ai sistemi di controventamento convenzionali.

2 ASPETTI TEORICI DEI SISTEMI TOGGLE-BRACE DAMPER

2.1 Definizione del fattore di amplificazione

Il sistema Toggle-Brace rappresenta un'innovativa configurazione per dispositivi di dissipazione energetica, basata su un meccanismo toggle in grado di amplificare lo spostamento subito dal dissipatore rispetto allo spostamento interpiano della struttura. Tale amplificazione è quantificata mediante un parametro denominato fattore di amplificazione f, il quale dipende dalla geometria del cinematismo toggle. Sebbene dal punto di vista teorico sia possibile ottenere valori di amplificazione elevati, nella pratica i valori tipicamente riscontrati sono compresi tra 2.0 e 5.0. La relazione tra il fattore di amplificazione e lo spostamento interpiano può essere espressa come:

$$u_D = f \cdot u \tag{1}$$

dove u_D rappresenta lo spostamento relativo del dispositivo lungo il proprio asse, mentre f è il fattore di amplificazione e u è lo spostamento interpiano della struttura.
Analogamente, la forza assiale nel dissipatore F_D è correlata alla forza orizzontale F esercitata dal telaio strutturale secondo l'equazione (2), evidenziando come il meccanismo *toggle* non solo amplifichi gli spostamenti, ma riduca anche la forza trasmessa al dissipatore dello stesso fattore:

$$F = f \cdot F_D \tag{2}$$

Di conseguenza, il fattore di amplificazione f può essere definito alternativamente come il rapporto tra lo spostamento del dissipatore e lo spostamento interpiano oppure, in modo equivalente, come

il rapporto tra la forza orizzontale agente sulla struttura e la forza assiale trasmessa al dispositivo dissipativo:

$$f = u_D/u = F/F_D \tag{3}$$

A parità di spostamento in sommità prodotto dall'azione sismica di progetto, un maggiore valore del fattore di amplificazione f determina un incremento dello spostamento del dispositivo dissipativo, aumentando conseguentemente la capacità di dissipazione energetica della struttura. Contemporaneamente, all'aumentare dello spostamento del dissipatore, la forza che esso deve sopportare diminuisce proporzionalmente. Tale caratteristica rende i sistemi Toggle-Brace particolarmente efficienti e adatti all'applicazione in configurazioni strutturali caratterizzate da elevata rigidezza.
Lo spostamento del dissipatore può essere ricavato attraverso le relazioni cinematiche associate alla configurazione geometrica del meccanismo Toggle-Brace.

2.2 Configurazione Scissor-Toggle

La configurazione Scissor-Toggle dei sistemi Toggle-Brace Damper (Fig. 1) rappresenta un avanzato sistema di dissipazione energetica sismica, appositamente sviluppato per migliorare le prestazioni dei dissipatori in strutture caratterizzate da elevata rigidezza o in edifici con limitata disponibilità di spazio architettonico. Proposto da Constantinou e Sigaher [12], tale sistema costituisce un'evoluzione del tradizionale meccanismo toggle-brace, attraverso l'introduzione di una configurazione geometrica assimilabile a un pantografo, in grado di amplificare lo spostamento relativo del dissipatore rispetto allo spostamento interpiano della struttura. Questa amplificazione consente di ottenere una maggiore dissipazione energetica mediante corse più contenute del dissipatore e con minori richieste in termini di forza, dando luogo a dispositivi più compatti, efficienti ed economicamente vantaggiosi. Grazie alla sua geometria verticalmente compatta, la configurazione Scissor-Toggle risulta particolarmente adatta agli edifici in cui i vincoli spaziali o la necessità di preservare le caratteristiche architettoniche rappresentano aspetti critici. L'amplificazione degli spostamenti non solo incrementa l'efficienza dissipativa del sistema, ma consente anche l'impiego di dispositivi di dimensioni ridotte e con capacità resistente inferiore, rendendo tale soluzione applicabile sia per la protezione sismica sia per il controllo delle azioni del vento in strutture intelaiate rigide.

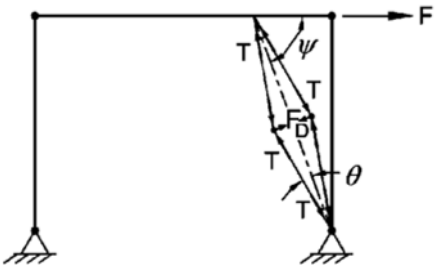


Fig. 1. Configurazione Scissor-Toggle con forze agenti

Oltre che nelle nuove costruzioni, la configurazione Scissor-Toggle risulta particolarmente adatta agli interventi di miglioramento e adeguamento sismico di edifici esistenti. La sua adattabilità geometrica consente l'installazione del sistema in spazi confinati, quali vani scala o campate strutturali, mantenendo un'elevata efficacia anche in presenza di ridotti livelli di spostamento strutturale, tipici degli edifici in calcestruzzo armato. Il limitato impatto architettonico rappresenta inoltre un

ulteriore elemento di interesse, consentendo interventi di incremento della sicurezza sismica senza compromettere la funzionalità o le caratteristiche estetiche dell'edificio.
Per tale configurazione, il fattore di amplificazione f è espresso dalla seguente relazione:

$$f = cos\Psi/tan\vartheta \tag{4}$$

dove Ψ e ϑ sono parametri geometrici definiti dalla configurazione del meccanismo Scissor-Toggle. Le forze agenti negli elementi di controvento e nell'asta del dissipatore sono illustrate in Fig. 2. È importante osservare che il telaio opera come un meccanismo, nel quale la forza F rappresenta la componente orizzontale della forza inerziale equilibrata dal sistema dissipativo. Analizzando le condizioni di equilibrio nella configurazione indeformata, la forza agente in ciascun elemento diagonale risulta pari a:

$$T = F_D/2sin\vartheta \tag{5}$$

dove T rappresenta la forza assiale nel controvento e F_D la forza assiale agente nel dissipatore.

3 ANALISI DELLE CONFIGURAZIONI SCISSOR-TOGGLE DAMPER

Al fine di valutare le prestazioni di diverse configurazioni di Scissor-Toggle Damper, è stato condotto uno studio numerico su un telaio in acciaio a un piano e una campata, equipaggiato con un sistema di controventamento dissipativo. L'obiettivo dell'analisi è stato individuare la configurazione geometrica ottimale variando gli angoli di inclinazione degli elementi diagonali, parametri che influenzano direttamente il fattore di amplificazione.
Il telaio strutturale è costituito da elementi in acciaio S355, con profili IPE 300 per le travi e profili HE 320B per i pilastri. Il modello agli elementi finiti è stato sviluppato mediante il software SAP2000 [13]. Le condizioni al contorno prevedono vincoli di incastro alla base, mentre tutti i collegamenti interni sono stati modellati come cerniere. Sono stati inoltre introdotti vincoli di piano (diaphragm constraints) alle estremità delle travi, al fine di imporre spostamenti laterali uniformi ai nodi esterni. Il dispositivo Scissor-Toggle è stato introdotto nel modello mediante un elemento di collegamento non lineare (nonlinear link element) in grado di simulare il comportamento dissipativo del dispositivo. In particolare, il dissipatore è stato modellato definendo un elemento link attraverso il comando "Define Link Properties" del software di modellazione. Il dispositivo di dissipazione energetica è stato rappresentato mediante un elemento Multilinear Plastic Link, definito attraverso una relazione forza–deformazione assegnata dall'utente, al fine di riprodurre il comportamento isteretico non lineare del dissipatore.
Le proprietà direzionali sono state assegnate coerentemente con il comportamento del dispositivo; in particolare, è stata attivata la direzione u_1, corrispondente all'asse principale lungo il quale il dissipatore sviluppa la dissipazione energetica. Nella direzione u_1 è stata definita una relazione forza–deformazione multilineare personalizzata, basata sull'equazione (6), nella quale lo spostamento è calcolato come:

$$u_1 = (F_D \cdot L)/(EA) \tag{6}$$

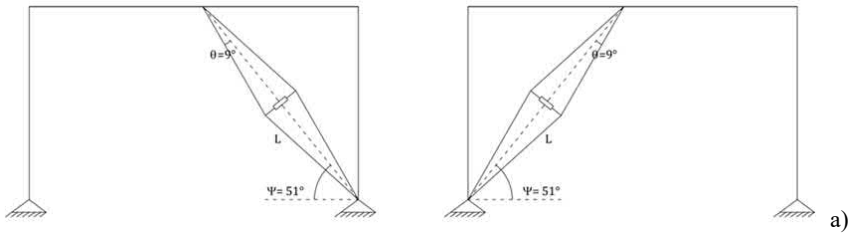
dove F_D rappresenta la forza assiale di progetto nel dissipatore, L la lunghezza efficace dell'elemento dissipativo, E il modulo elastico del materiale del dissipatore e A l'area della sezione trasversale del dispositivo.
I valori delle forze definiti nel modello link corrispondono alla forza di progetto F_D. Per l'esecuzione dell'analisi pushover è stato applicato un carico orizzontale pari a 10 kN alla sommità del telaio.
Per le configurazioni Scissor-Toggle, il fattore di amplificazione f diminuisce all'aumentare dell'angolo Ψ, in accordo con la sua dipendenza proporzionale da $cos\Psi$. Al contrario, il valore di f aumenta al diminuire dell'angolo diagonale interno θ. Tuttavia, deve essere rispettato un valore

minimo di θ, non solo per garantire la compatibilità geometrica e la corretta installazione del dispositivo, ma anche per evitare un comportamento tendente a quello di un controvento diagonale convenzionale, che non rappresenta il meccanismo ricercato.
È inoltre importante osservare che la forza assiale negli elementi diagonali risulta analoga per tutte le configurazioni analizzate ed è strettamente correlata all'angolo di inclinazione interno.

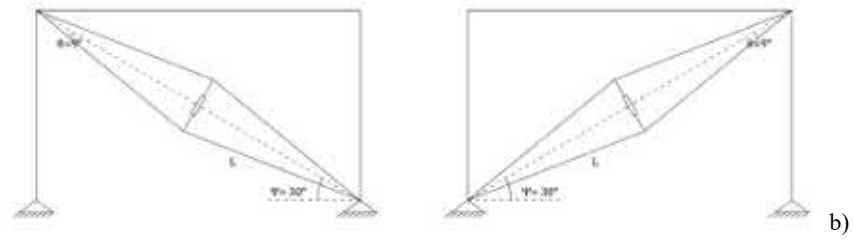
Tabella 1. Diverse configurazioni di Scissor Toggle Damper

Configurazione	θ (°)	Ψ (°)	f (-)	Profilo diagonale dell'asta dxs (mm)
C1	9.00	51.00	3.97	D273x5.6
C2	9.00	30.00	5.47	D219.1x5
C3	15.00	30.00	3.23	D219.1x5

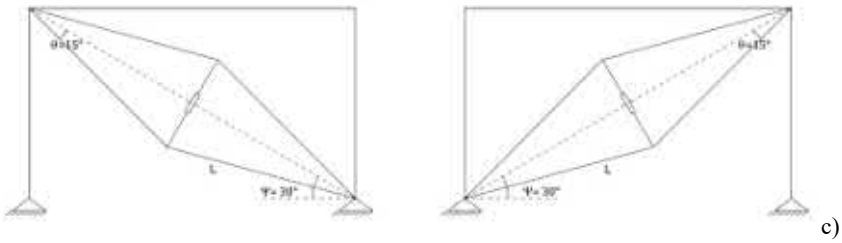
Sono state analizzate tre configurazioni Scissor-Toggle al fine di valutare l'influenza della posizione del collegamento degli elementi diagonali, rispettivamente alla trave o direttamente al nodo trave–pilastro. La prima configurazione (C1), proposta da Constantinou et al. [12], prevede il collegamento degli elementi diagonali alla trave. Le altre due configurazioni (C2 e C3) prevedono invece il collegamento diretto delle diagonali al nodo trave–pilastro, differenziandosi per il valore dell'angolo θ, scelto all'interno dell'intervallo raccomandato in letteratura ($9° < \theta < 15°$).
La Tabella 1 riassume i valori degli angoli geometrici, i corrispondenti fattori di amplificazione assegnati a ciascuna configurazione e i profili delle aste diagonali utilizzate. Per considerare la natura bidirezionale dell'azione sismica, sono stati analizzati due scenari di carico: uno in cui il meccanismo toggle è sollecitato nel punto di connessione al telaio (configurazione rx), e un secondo in cui la forza agisce nella direzione opposta (configurazione sx). Tali configurazioni sono illustrate in Fig. 2.



a)



b)



c)

Fig. 2. Configurazioni Scissor-Toggle Damper: (a) C1; (b) C2; (c) C3.

4 VALUTAZIONE COMPARATIVA MEDIANTE ANALISI PUSHOVER

L'analisi comparativa è stata condotta sulla base dei diagrammi fattore di amplificazione–spostamento ricavati da analisi pushover eseguite considerando quattro differenti condizioni di modellazione, ottenute combinando diverse ipotesi relative alla deformabilità degli elementi e alla presenza delle non linearità geometriche:

- elementi deformabili, senza considerare gli effetti dei grandi spostamenti;
- elementi deformabili, con considerazione degli effetti dei grandi spostamenti (P–Delta);
- elementi rigidi (ad eccezione del dispositivo dissipativo), senza considerare gli effetti dei grandi spostamenti;
- elementi rigidi (ad eccezione del dispositivo dissipativo), con considerazione degli effetti dei grandi spostamenti (P–Delta).

Gli effetti dei grandi spostamenti fanno riferimento alle non linearità geometriche comunemente note come effetti P–Delta, introdotte, ove previsto, per rappresentare in maniera più realistica il comportamento della struttura. Per ciascuna configurazione, i risultati ottenuti nelle quattro condizioni di modellazione sono stati riportati nello stesso diagramma e identificati rispettivamente come *Deformable*, *Deformable – P.D.*, *Rigid* e *Rigid – P.D.*

4.1 Configurazione C1

La prima configurazione Scissor-Toggle (Fig. 2a) riproduce la geometria proposta da Sigaher e Constantinou [12]. L'angolo interno tra le aste inclinate è pari a 9°, mentre l'angolo tra il controvento diagonale e l'orizzontale è pari a 51°, corrispondente a un fattore di amplificazione $f = 3.97$. Il valore relativamente elevato dell'angolo Ψ influenza significativamente la cinematica del sistema e, di conseguenza, il comportamento della configurazione con elementi deformabili.

In questa configurazione il knee brace è collegato alla trave anziché direttamente al nodo trave–pilastro. Quando si considera la deformabilità degli elementi strutturali, la struttura non manifesta alcuna risposta plastica nell'intervallo di spostamenti analizzato e, di conseguenza, l'elemento dissipativo non entra in funzione. Tale comportamento è dovuto all'elevata sensibilità della configurazione alla deformabilità flessionale della trave, che assume un ruolo predominante nel meccanismo deformativo globale.

Questo fenomeno è chiaramente evidenziato dal diagramma fattore di amplificazione–spostamento (Fig. 3), nel quale non si osserva alcun significativo effetto di amplificazione durante l'intera analisi pushover, nonché dalla configurazione deformata riportata in Fig. 4.

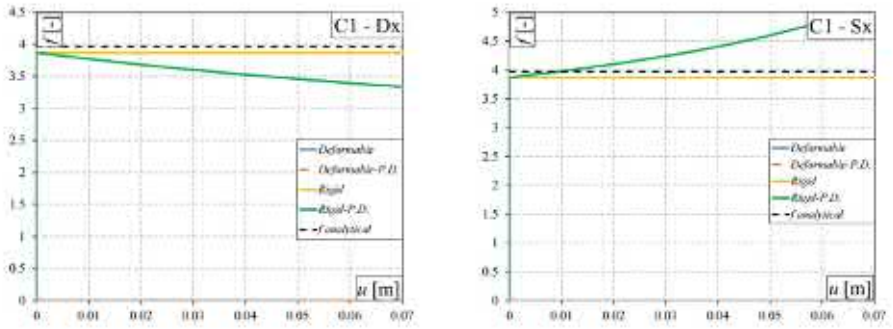


Fig. 3. Diagramma fattore di amplificazione-spostamento per la configurazione C1

Come mostrato in Fig. 4, la trave è soggetta a una significativa deformazione flessionale, evidenziata dalla marcata curvatura assunta durante la deformazione. Di conseguenza, una parte consistente dello spostamento interpiano viene assorbita dalla flessione della trave anziché essere trasferita, sotto forma di deformazione assiale, al knee brace. Questo meccanismo deformativo riduce lo spostamento assiale relativo tra le due estremità del knee brace, che costituisce il principale parametro responsabile dell'attivazione del meccanismo di dissipazione dell'energia. In altri termini, la deformabilità della trave agisce come un elemento di smorzamento meccanico, assorbendo parte degli spostamenti orizzontali e limitando l'effettivo coinvolgimento del dispositivo dissipativo. Ciò spiega perché il dissipatore rimanga inattivo, o si attivi solo in misura marginale, anche in presenza di significativi spostamenti globali della struttura.

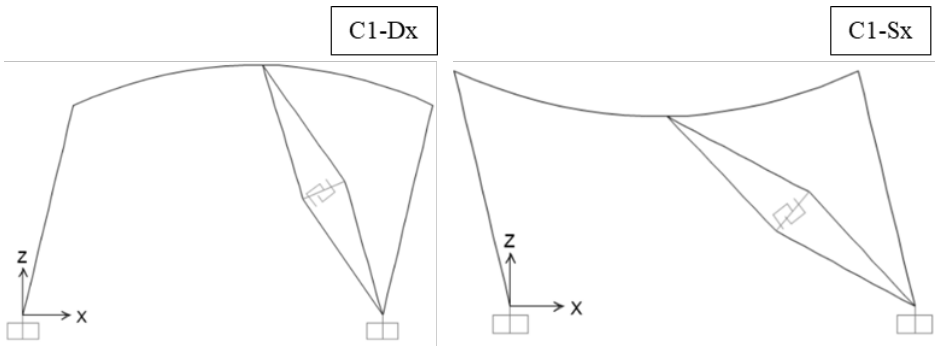


Fig. 4. Configurazione deformata della configurazione C1 in presenza di azione orizzontale, considerando la deformabilità degli elementi strutturali.

4.2 Configurazione C2

Per superare le limitazioni riscontrate nella Configurazione 1, il sistema di controventamento Scissor-Toggle è stato collegato direttamente al nodo trave–pilastro, mantenendo invariato l'angolo interno θ pari a 9°. Tale modifica comporta una riduzione dell'angolo Ψ e, conseguentemente, un incremento del fattore di amplificazione, che raggiunge il valore $f = 5.47$.
Le analisi pushover sono state eseguite considerando le medesime quattro condizioni di modellazione descritte in precedenza. La struttura manifesta un comportamento plastico a partire da un livello di forza pari a $F = 565.83\ kN$. Trascurando gli effetti dei grandi spostamenti, le risposte

dei modelli con elementi deformabili e rigidi risultano sostanzialmente coincidenti, differendo principalmente per la rigidezza iniziale in campo elastico.
Quando vengono considerati gli effetti dei grandi spostamenti (P–Delta), emergono differenze significative nei rami plastici delle curve relative alle direzioni di carico destra (dx) e sinistra (sx): in un caso la risposta presenta un ramo discendente, mentre nell'altro un andamento crescente.
Per valori contenuti dello spostamento in sommità, lo spostamento relativo u_D del dispositivo dissipativo risulta significativamente superiore allo spostamento interpiano u, determinando un elevato fattore di amplificazione.
In accordo con quanto osservato per le configurazioni precedenti, il fattore di amplificazione ottenuto nell'intervallo di spostamenti analizzato rimane inferiore al valore teorico previsto dalla formulazione analitica. Tale differenza, tuttavia, non risulta significativa, poiché il fattore di amplificazione raggiunge valori già elevati per uno spostamento in sommità pari ad appena 0.006 m.

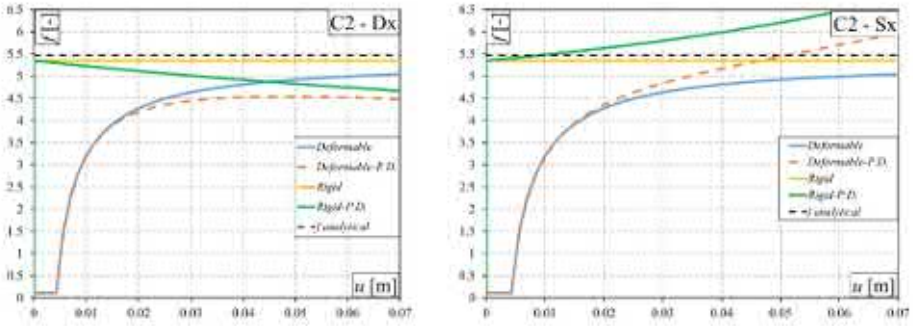


Fig. 5. Diagramma fattore di amplificazione-spostamento per la configurazione C2

4.3 Configurazione C3

La terza configurazione si basa sulla Configurazione 2, incrementando l'angolo interno θ e determinando un fattore di amplificazione $f = 3.23$. Tale modifica presenta alcuni vantaggi pratici, poiché garantisce un maggiore spazio disponibile per l'alloggiamento del dispositivo dissipativo, riducendo la probabilità di limitazioni allo spostamento, in particolare quando il dispositivo è soggetto a forze di compressione. Tuttavia, questa variazione geometrica comporta una riduzione del fattore di amplificazione f rispetto alla configurazione precedente. Sulla base dei risultati delle analisi effettuate, la Configurazione 2 risulta la soluzione più efficace tra quelle esaminate per l'ottimizzazione delle prestazioni del sistema Scissor-Toggle Damper.

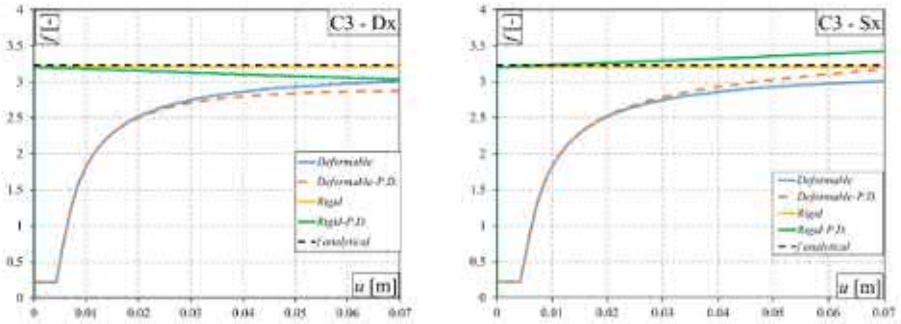


Fig. 6. Diagramma fattore di amplificazione-spostamento per la configurazione C3

8 CONCLUSIONI

Il presente studio ha valutato le prestazioni dei sistemi *Scissor-Toggle Brace Damper* attraverso un'analisi comparativa di tre configurazioni, basata su diagrammi fattore di amplificazione–spostamento ottenuti mediante analisi statiche non lineari (pushover). L'indagine ha considerato l'influenza della deformabilità degli elementi strutturali e delle non linearità geometriche (effetti P–Delta) nell'ambito di quattro differenti condizioni di modellazione.

La Configurazione 1, basata su una configurazione tradizionale proposta in letteratura, ha evidenziato un'efficacia limitata. A causa del collegamento del knee brace alla trave, anziché direttamente al nodo trave–pilastro, e dell'influenza della deformabilità degli elementi strutturali, il dispositivo dissipativo non si è attivato nell'intervallo di spostamenti analizzato, determinando un'amplificazione trascurabile.

La Configurazione 2, caratterizzata dalla modifica del dettaglio di collegamento mediante ancoraggio diretto del sistema al nodo trave–pilastro e dal mantenimento di un angolo interno pari a 9°, ha mostrato le migliori prestazioni. Tale configurazione ha raggiunto il massimo fattore di amplificazione ($f = 5.47$) e ha consentito la corretta attivazione del dispositivo dissipativo. Sebbene siano state osservate alcune differenze tra i valori di amplificazione teorici e quelli ottenuti numericamente, principalmente dovute alla deformabilità degli elementi e agli effetti delle non linearità geometriche, i risultati hanno confermato la capacità del sistema di amplificare significativamente lo spostamento del dissipatore anche in presenza di deformazioni strutturali relativamente contenute.

La Configurazione 3 ha introdotto un incremento dell'angolo interno al fine di aumentare lo spazio disponibile per il dispositivo dissipativo e consentire una migliore gestione degli spostamenti in compressione. Sebbene tale modifica presenti vantaggi pratici in termini di ingombro e realizzabilità costruttiva, essa determina una riduzione del fattore di amplificazione ($f = 3.23$), risultando pertanto meno efficace rispetto alla Configurazione 2 dal punto di vista prestazionale.

Nel complesso, i risultati evidenziano come l'efficienza del sistema *Scissor-Toggle Brace Damper* sia fortemente influenzata dai parametri geometrici e dalle condizioni di vincolo. Le prestazioni in termini di amplificazione risultano significativamente ridotte dalla deformabilità degli elementi strutturali e da configurazioni di collegamento non ottimali. Pertanto, il raggiungimento di un'efficace dissipazione energetica richiede un'attenta progettazione, con particolare riferimento alla posizione del dispositivo, alla geometria interna del meccanismo e alla corretta valutazione degli effetti non lineari.

Ulteriori sviluppi della ricerca dovranno analizzare configurazioni geometriche alternative ed estendere lo studio mediante analisi dinamiche time-history, al fine di fornire una valutazione più completa del comportamento del sistema.

BIBLIOGRAFIA

[1] Piluso V., Di Benedetto S., Francavilla A.B., Latour M., Maglio M., Montuori R., Nastri E., Rizzano G., FREEDAM connections: Conception, testing and behaviour under seismic actions, Ingegneria Sismica, Vol. 39(2), 2022.

[2] Maglio M., Montuori R., Nastri E., Piluso V., Design, analysis and assessment of MRFs equipped with FREEDAM connections and designed by TPMC: Comparison with traditional connections, *Lecture Notes in Civil Engineering*, Vol. 262, pp. 508–516, 2022.

[3] Maglio M., Montuori R., Nastri E., Piluso V., Pisapia A., Probabilistic design procedure for steel moment resisting frames equipped with FREEDAM connections, *Structural Safety*, Vol. 109, 102465, 2024.

[4] Maglio M., Naddei C., Nastri E., Russo R., Todisco P., Design and analysis of FREEDAM frames: Comparison with traditional connections, *COMPDYN Proceedings*, 2021.

[5] Swain S.S., Patro S., Sinha R., Numerical methodology for dynamic analysis of buildings with friction dampers, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 49(3), pp. 245–266, 2016.
[6] Zhang Z., Zhang J., Fang C., Zhang Y., Li Y., Emerging steel frames with Fe-SMA U-shaped dampers for enhancing seismic resilience, *Journal of Infrastructure Preservation and Resilience*, Vol. 4, Article 6, 2023.
[7] Hanson R.D., Soong T.T., Seismic Design with Supplemental Energy Dissipation Devices, *Engineering Monographs on Miscellaneous Earthquake Engineering Topics*, Vol. 8, p. 135, 2001.
[8] Constantinou M.C., Tsopelas P., Hammel W., Sigaher A.N., Toggle-Brace-Damper Seismic Energy Dissipation Systems, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127(2), 2001.
[9] Huang C., McNamara R., The Efficiency of the Motion Amplification Device with Viscous Damper, *Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 62, San Francisco, CA, 2006.
[10] Hwang J., Huang Y., Hung Y., Analytical and experimental study of toggle-brace-damper systems, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131(7), pp. 1035–1043, 2005.
[11] Shao S., Miyamoto H., Seismic Performance Improvement of a Torsional Irregular Concrete Shear Wall Building Using Toggle-Brace-Dampers, 2002.
[12] Sigaher A.N., Constantinou M.C., Scissor-jack-damper energy dissipation system, *Earthquake Spectra*, Vol. 19(1), pp. 133–158, 2003.
[13] Computers and Structures Inc., SAP2000: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, 2000.
[14] Dickert, D., Book Proceeding: Preparation of Manuscripts, *ASCE Publications*, 2002.

PAROLE CHIAVE

Scissor Toggle Brace Dampers; protezione sismica; controventamento strutturale; dissipazione energetica; analisi pushover, curve di capacità.

CONTROVENTI CONCENTRICI DISSIPATIVI PER IL RINFORZO SISMICO DI EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO

CONCENTRIC DISSIPATIVE STEEL BRACINGS FOR THE SEISMIC STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

Giovanni Metelli, Fabio Amighetti, Ezio Giuriani,
University of Brescia
DICATAM
Brescia, Italy
giovanni.metelli@unibs.it

ABSTRACT

The paper presents a seismic retrofit design of an existing reinforced concrete building, constructed in the 1970s in Brescia (Italy) to withstand gravity loads only. The building has been retrofitted with an exoskeleton consisting of concentric dissipative bracing systems. The feature of the adopted steel bracing system is the coupling of an internal bracing core, consisting of conventional X or V-shaped diagonal braces, with external vertical members (columns) through "comb-shaped" dissipative devices, specifically designed to dissipate seismic energy and concentrate damage. The paper presents a simplified analytical model for the design of these bracing systems capable of relating the local response of the "comb-shaped" dissipative devices to the global lateral response of the entire bracing system in terms of stiffness, strength, and ultimate deformation capacity. The results of non-linear analyses of the retrofitted building point out the effectiveness of the proposed retrofit strategy in achieving the seismic upgrading of the case-study building. The results show that damage can be concentrated in the dissipative devices, while the deformation demand may be distributed uniformly over the building height with an inter-storey drift not exceeding 0.5% at Life-Safety Limit State.

SOMMARIO

Il lavoro presenta un progetto di rinforzo anti-sismico di un edificio esistente in calcestruzzo armato, progettato e realizzato negli anni 70' a Brescia per resistere ai soli carichi verticali. L'edificio, rappresentativo di una tipologia molto diffusa nel Secondo Dopoguerra, è stato rinforzato con un

esoscheletro costituito da controventi concentrici dissipativi. La particolarità dei controventi metallici utilizzati consiste nell'accoppiamento di un'anima interna costituta da tradizionali diagonali a X o a V con una coppia di correnti esterni verticali (colonne) medianti dispositivi dissipativi "a pettine" in grado di dissipare energia e concentrare il danno. Nella memoria si presenta un semplice modello analitico per il dimensionamento di tali controventi, in grado di mettere in relazione il comportamento locale dei dissipatori "a pettine" con la risposta globale ai carichi laterali dell'intero controvento, in termini di rigidezza e resistenza e capacità deformativa ultima. Analisi non lineari di tipo push-over sull'edificio rinforzato mostrano la possibilità di adeguare sismicamente l'edificio analizzato, concentrando il danno nei dissipatori e distribuendo la deformazione richiesta all'edificio uniformemente ai vari piani, con un drift di interpiano costante che non supera il 0.5% in corrispondenza della richiesta di spostamento allo SLV.

1 INTRODUZIONE

Al giorno d'oggi, oltre il 50% del patrimonio edilizio esistente necessita di un urgente miglioramento dell'efficienza energetica e del comportamento sismico. Tali edifici sono generalmente costituiti da telai in calcestruzzo armato progettati e realizzati prima degli anni Settanta esclusivamente per resistere ai carichi verticali, senza considerare l'azione sismica. Infatti, in Italia le normative per la progettazione delle strutture antisismiche furono emanate nel 1974, ma vennero applicate in modo effettivo solo dopo il completamento della prima classificazione della pericolosità sismica nel 1982, quando molti di questi edifici erano già stati costruiti. Di conseguenza, tali strutture in calcestruzzo armato presentano dettagli costruttivi inadeguati dal punto di vista sismico e non dispongono della duttilità e della resistenza necessarie per sopportare l'azione sismica.

I sistemi di controventamento in acciaio rappresentano una strategia particolarmente efficace per incrementare la rigidezza e la resistenza complessive delle strutture esistenti non progettate per sopportare le azioni laterali. Essi, infatti, aumentano la capacità di dissipazione dell'energia della struttura e riducono la domanda indotta dalle azioni sismiche mediante l'impiego di elementi dissipativi isteretici [1, 2, 3]. In generale, il miglioramento della sicurezza strutturale viene perseguito applicando il principio secondo cui le sollecitazioni di progetto agenti sugli elementi strutturali e non strutturali esistenti devono essere inferiori alle rispettive capacità resistenti, evitando così l'innesco di meccanismi di rottura fragile e l'interruzione della funzionalità dell'edificio. D'altra parte, la soluzione di adeguamento è progettata per incrementare la duttilità complessiva della struttura, concentrando il comportamento anelastico forzato in un numero limitato di zone dissipative (i controventi), mentre tutti gli altri elementi strutturali e i relativi collegamenti rimangono in campo elastico. Quando tale sistema dissipativo viene adottato come una nuova struttura esterna per l'adeguamento sismico dell'edificio esistente, esso offre importanti vantaggi, tra cui il minimo impatto sugli occupanti durante i lavori e una buona adattabilità alle diverse caratteristiche architettoniche dell'edificio [2].

Negli ultimi anni, i sistemi di controventamento dissipativo in acciaio sono stati ampiamente impiegati per l'adeguamento sismico degli edifici esistenti, con particolare riferimento alle strutture in calcestruzzo armato. A tale scopo possono essere adottate diverse configurazioni di telai controventati. I sistemi più tradizionali comprendono i telai controventati concentrici (Concentrically Braced Frames, CBF), i telai controventati eccentrici (Eccentrically Braced Frames, EBF) e i telai con controvento a ginocchio (Knee-Braced Frames, KBF) [4 -6]. I telai controventati concentrici (CBF) sono ampiamente utilizzati per contrastare efficacemente le azioni orizzontali, quali quelle indotte dal vento o dai terremoti, grazie alla loro convenienza economica e alla semplicità di progettazione [7].

Il lavoro presenta un progetto di rinforzo anti-sismico di un edificio esistente in calcestruzzo armato, realizzato negli anni 70' a Brescia per resistere ai soli carichi verticali. L'edificio, rappresentativo

di una tipologia molto diffusa nel Secondo Dopoguerra, è stato rinforzato con un esoscheletro costituito da controventi concentrici dissipativi. La particolarità dei controventi metallici utilizzati consiste nell'accoppiamento di un'anima interna costituta da tradizionali diagonali a X o a V con coppie di correnti esterni verticali (colonne) medianti dispositivi dissipativi "*a pettine*" in grado di dissipare energia e concentrare il danno. Nella memoria si presenta sia un semplice modello analitico per il dimensionamento di tali controventi sia i risultati di analisi numeriche non lineari di tipo push-over sull'edificio rinforzato.

2 RINFORZO SISMICO DI UN EDIFICIO CASO-STUDIO

2.1 Descrizione dell'edificio

L'esoscheletro in acciaio proposto è stati applicato a un edificio di riferimento, rappresentativo della tipologia costruttiva tipica degli anni Sessanta e Settanta, che costituisce oltre il 60% del patrimonio edilizio dell'Italia settentrionale. L'edificio fa parte di un più ampio complesso residenziale costituito da diversi fabbricati caratterizzati da analoghe caratteristiche strutturali e architettoniche, situato nella periferia di Brescia (Italia) (Fig. 1).
L'edificio si sviluppa su sette piani fuori terra (per un'altezza H=21.8 m) e presenta una pianta rettangolare di dimensioni pari a 41×11 m². La maglia strutturale è costituita da telai sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale in calcestruzzo armato (Fig. 2). I solai sono realizzati con il tipico sistema composito italiano in travetti e blocchi di laterizio, con un interasse di 40 cm e spessore complessivo di 24 cm, privo di armatura nella sottile soletta collaborante in calcestruzzo. I telai in calcestruzzo armato sono tamponati con murature in laterizio costituite da due paramenti, ciascuno realizzato con blocchi di laterizio forato disposti orizzontalmente (percentuale volumetrica dei vuoti ≈ 60%). Il paramento esterno ha uno spessore di 8 cm, mentre quello interno è spesso 12 cm. I due paramenti sono separati da un'intercapedine di 6 cm. Tutte le travi sono in spessore di solaio, le travi di bordo e i cordoli hanno una larghezza di 40 cm, le travi di spina una larghezza di 60 cm, mentre i pilastri hanno una sezione variabile da 30x30 cm^2 fino a 30x55 cm^2 [8, 9]. In direzione trasversale l'edificio è caratterizzato dalla presenza di 4 setti in c.a. (di sezione 3.75x0.25 m^2) debolmente armati e con fondazioni non organizzate sismicamente. I pilastri sono caratterizzati da plinti isolati.

(a)  (b) 

Fig. 1. Planimetria (a) dell'area su cui sorge l'edificio caso-studio (b) (Brescia, Italia)

L'edificio è rinforzato con 9 controventi metallici longitudinali e 6 trasversali (Fig. 2a). Alla base del sistema di controventi sono state dimensionate delle travi reticolari alte (Fig. 2b), aventi il compito di raccogliere le azioni orizzontali trasmesse dai vari piani e convogliarle a terra evitando

fondazioni isolate sotto ciascun controvento. La disposizione e la tipologia dei controventi sono state scelte in funzione dei vincoli architettonici presenti, quali finestre e balconi.
È opportuno osservare che, nella soluzione proposta, non sono necessarie demolizioni e lavorazioni particolari interne dell'edificio, evitando così il trasferimento temporaneo dei residenti durante gli interventi di adeguamento. Inoltre, la soluzione di intervento proposta risulta particolarmente vantaggiosa perché, dopo un evento sismico, gli elementi in acciaio eventualmente danneggiati possono essere facilmente ispezionati e, ove necessario, sostituiti con nuovi elementi.

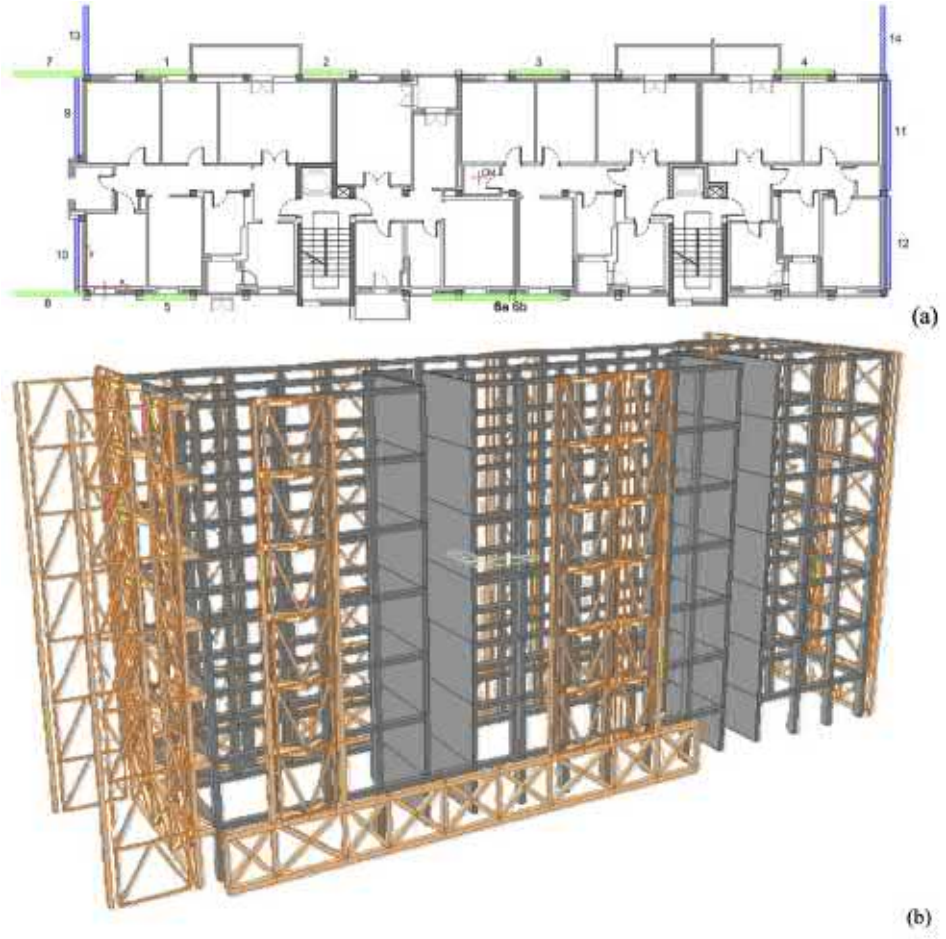


Fig. 2. Pianta dell'edificio con la posizione dei controventi di rinfozo (a); modello FEM dell'edificio con i controventi metallici (b)

2.2 Controventi concentrici con dissipatori a "pettine"

La particolarità dei controventi metallici utilizzati consiste nell'accoppiamento di un'anima interna, costituta da tradizionali diagonali a X o a V, con coppie di correnti esterni (colonne) mediante dispositivi dissipativi "*a pettine*" (Fig. 3 e Fig. 4). I pettini dei dissipatori sono realizzati con

traversine metalliche di sezione rettangolare 20 x 25 mm^2 e lunghezza pari a 40 cm; le traversine sono saldate ai montanti dei controventi, hanno un interasse di 50 mm. Come illustrato in Fig. 4, I dissipatori hanno il compito di assorbire il flusso di taglio di piano, concentrando il danno e mantenendo le diagonali e i montanti del controvento in campo elastico.

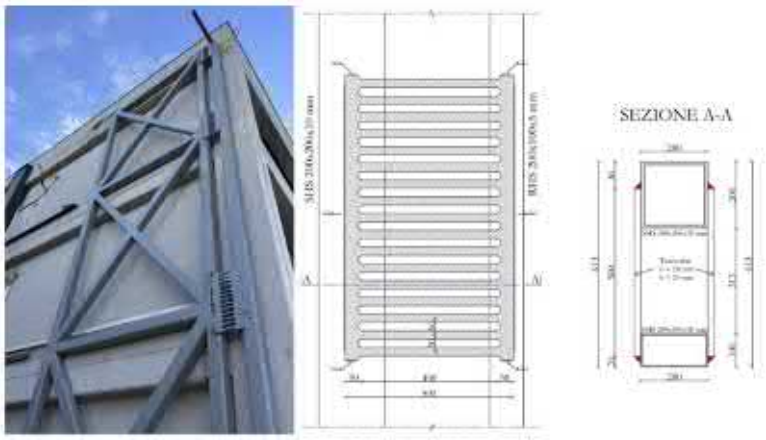


Fig. 3. Controvento con dissipatori "*a pettine*" (a); particolare costruttivo del dissipatore (b).

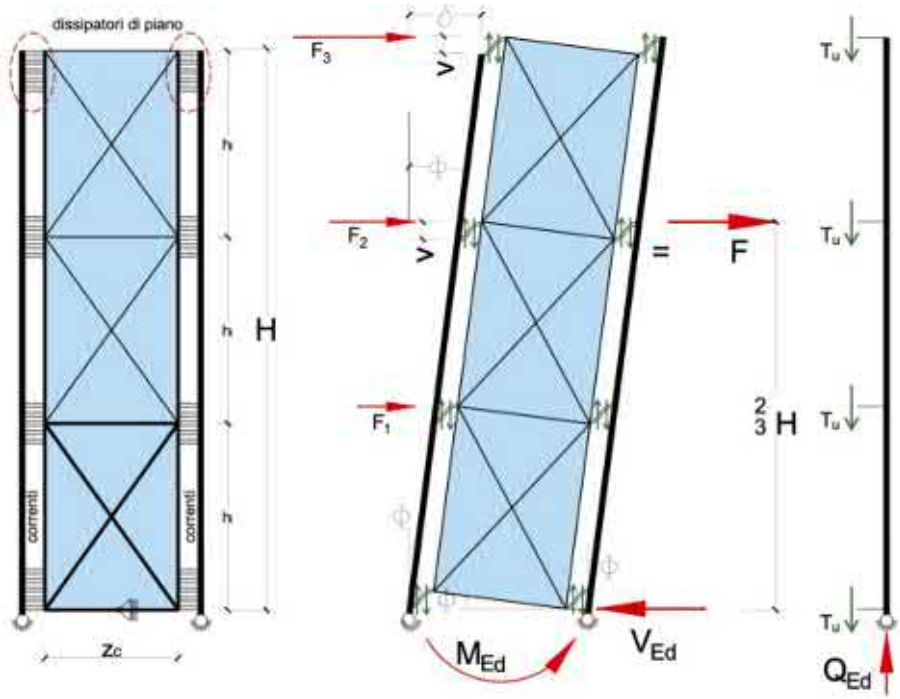


Fig. 4. Schema del comportamento del controvento con dissipatori "*a pettine*"

2.3 Modellazione analitica dei dissipatori a "pettine"

E' stato sviluppato un semplice modello analitico in grado di mettere in relazione il comportamento locale dei "dissipatori a pettine" con la risposta globale ai carichi laterali dell'intero controvento, in termini di rigidezza e resistenza e capacità deformativa ultima. La rigidezza e la resistenza del controvento dipendono sostanzialmente dalla capacità deformativa e dal momento plastico resistente delle traversine del "*pettine*".

Con riferimento agli schemi di Fig. 5, si definisce un comportamento a taglio bi-lineare della traversina del singolo dissipatore, caratterizzata da taglio resistente al limite elastico T_y e da un taglio resistente ultimo T_u, come espresso dalle seguenti relazioni:

$$T_y = 2\frac{M_y}{L-L_c} \qquad T_u = 2\frac{M_u}{L-L_c} \tag{1}$$

avendo indicato con $M_y=f_y\ (b\ t^2/6)$ e $M_y=f_u\ (b\ t^2/4)$ rispettivamente il momento resistente elastico e il momento resistente plastico ultimo di una traversina di sezione rettangolare, con L la luce netta tra i montanti e con L_c la lunghezza della cerniera plastica che si sviluppa all'estremità della traversina (Fig 5).

La capacità di scorrimento al limite elastico della traversina è espressa dalla seguente equazione:

$$v_y = \frac{T_y}{K_{t,el}} = \frac{T_y}{(12E_sJ/L^3)} \tag{2}$$

essendo $J = b\ t^3/12$ il momento di inerzia della traversina ed E_s il modulo elastico dell'acciaio.

La capacità di scorrimento ultima della traversina v_{ud} è funzione della capacità di rotazione θ_{ud} delle cerniere plastiche che si sviluppano all'estremità e quindi della deformazione ultima di progetto dell'acciaio ε_{ud}:

$$v_{ud} = \theta_{ud}\,(L - L_c) \tag{3}$$

$$\theta_{ud} = \frac{u_c}{t/2} = \frac{2\,\varepsilon_{ud}\,L_C}{t} \tag{4}$$

essendo u_c l'allungamento plastico della fibra esterna della cerniera plastica (Fig. 5). Si assume una dimensione della cerniera plastica $L_c=t$.

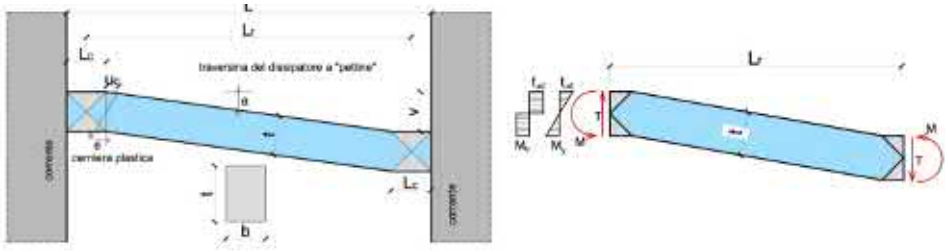


Fig. 5. Comportamento flessionale del dissipatore "*a pettine*"

Adottando delle traversine di sezione rettangolare con larghezza b=20 mm e altezza t= 25 mm in acciaio S355 (f_y=355 MPa e f_u=510 MPa), con luce L pari a 400 mm, si ottiene un valore del taglio al limite elastico T_y=3.94 kN e un taglio ultimo resistente di ciascuna traversina pari a T_u=8.5 kN. Assumento per l'acciaio un legame costituivo bi-lineare con una deformazione ultima ε_{ud}=7% si ottiene uno scorrimento ultimo della traversina pari a 52.5 mm. In Tabella 1 sono sintetizzate le proprietà della singola traversina.

Il dimensionamento del numero delle traversine n_t dei dissipatori di piano viene condotta sulla base del valore del flusso di taglio Q_{Ed} agente nel controvento:

$$Q_{Ed} = M_{Ed}\,/z_c \tag{5}$$

essendo z_c la larghezza del controvento (Fig. 4), e M_{Ed} il momento flettente alla base del setto.
A titolo di esempio si descrive il dimensionamento delle traversine del setto longitudinale n.°8 per il quale l'azione di taglio massima V_{Ed} e il momento al piede M_{Ed} risultano rispettivamente pari a 355 kN e 5573 kNm. Assumendo una distanza tra i montanti z_c= 3.2 m, si ottiene un flusso Q_{Ed}=1742 kN per il quale sono necessarie un numero di traversine pari a n_t= Q_{Ed}/T_u = 205. Si adottano 8 coppie di dissipatori saldati ai correnti (realizzati con profili RHS) posti in corripondenza di ciascu piano e costituiti da 12 traversine ciascuno con passo pari a 50 mm (vedi part. in Fig. 3b).
In Tabella 2 si riportano le sollecitazioni, le proprietà geometriche e meccaniche di ciascun controvento al fine del dimensionamento del numero di dissipatori di piano. Come documentato nel rapporto tecnico Reluis del 2026 [9], le azioni sollecitanti su ciascu controvento sono state calcolate mediante un'analisi statica lineare assumendo un fattore di struttura q=4 (le azioni sismiche allo SLV sono state valutate per il comune di Brescia, categoria di sottosouolo C, categoria topografica T1). Per il calcolo delle azioni sismiche si sono assunti dei carichi permanenti pari a 6.5 kN/m^2, dei carichi variabili di 2.00 kN/m^2 e un carico da neve pari a 0.50 kN/m^2 in presenza dell'azione sismica [8, 9].
Si noti che per tutti i controventi si è scelto di adottare la stessa tipologia di traversine (L=400 mm e sezione rettangolare 20x25 mm^2). Il numero di traversine viene calcolato in funzione delle sollecitazioni di progetto dello specifico controvento riportate in Tabella 2. I montanti, i correnti e i diagonali dei controventi sono stati dimensionati per rimanere in campo elastico con le azioni di progetto. Per tali elementi si sono adottati profili tubolari RSH di sezione massima 250x250 mm^2 e spessore variabile tra i 5 e 12 mm [8] (Fig 3a). Per consentire una maggiore uniformità tra le rigidezze dei setti, il controvento n.6 è stato poi suddiviso in due controventi inserendo due file di dissipatori lungo il montante centrale.

Tabella 1. Proprietà geometriche e meccaniche della traversina di ogni dissipatore a "pettine"

L	b x h	L_r	M_{yd}	M_{ud}	$k_{t,el}$	v_y	T_{yd}	θ_{ud}	v_{ud}	T_{ud}	$k_{t,y}$
[mm]	[mm^2]	[mm]	[kNmm]	[kNmm]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[rad]	[mm]	[kN]	[kN/mm]
400	20x25	375	739	1594	1.24	3.1	3.94	0.14	52.5	8.5	0.092

Tabella 2. Dimensionamento dei dissipatori e proprietà meccaniche dei controventi

Brace	~~V_{Ed}~~	M_{Ed}	z_c	Q_{Ed}	n_t	n_d	δ_y	F_{yd}	δ_{ud}	F_{ud}	$K_{c,el}$	$K_{c,y}$
	[kN]	[kNm]	[m]	[kN]	[-]	[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[kN/mm]
1 -5	343	4472	2.36	1895	32	8	21.1	164	358	353	7.76	0.56
6	355	4612	2.70	1742	14	8	21.1	173	358	373	8.20	0.59
7-8	355	5573	3.2	1742	26	8	21.1	180	358	389	8.55	0.62
9-10	460	5988	2.9	2065	36		21.1	226	358	488	10.73	0.78
11-12	462	6013	3.9	1542	26		21.1	220	358	474	10.42	0.76
13-14	461	7288	3.3	2208	34		21.1	243	358	525	11.53	0.84

Come illustrato in Figura 4 ipotizzando che la deformazione del controvento si localizzi nelle traversine (montanti e diagonali possono essere considerati come infinitamente rigidi) è possibile ricavare la rigidezza e la capacità resistente del controvento in funzione del comportamento a taglio dei dissipatori di piano. L'equilibrio alla rotazione del controvento permette di ricavare la resistenza del controvento, con l'ipotesi ragionevole e semplificata che la forza sismica totale sia applicata a 2/3 dell'altezza H del controvento:

$$F_y = \frac{3\, z_c\, (T_y n_d n_t)}{2\, H} \qquad F_u = \frac{3\, z_c\, (T_u n_d n_t)}{2\, H} \tag{6}$$

La rigidezza del controvento è calcolata definendo lo spostamento δ in sommità del controvento in funzione della deformazione a taglio v delle traversine dei dissipatori:

$$\delta = \phi\, \mathrm{H} = v\, / z_c \tag{7}$$

E' quindi possibile ricavare la rigidezza K_c del controvento (Eq. 9) sostituendo nella relazione che definisce il comportamento del dissipatore (Eq. 8) sia la deformazione delle traversine in funzione dello spostamento orizzontale del controvento (Eq. 7) sia il flusso totale di taglio Q ricavato dell'equilibrio alla rotazione del controvento (Eq. 5):

$$Q = K_d\, v = \; n_d\, n_t\, k_t v \tag{8}$$

$$\frac{F}{z_c}\frac{2H}{3} = \; n_d n_t\, k_t \frac{\delta}{H} z_c \qquad F = \frac{3}{2}\left(\frac{z_c}{H}\right)^2 n_d n_t\, k_t \delta \tag{8'}$$

$$K_c = \frac{3}{2}\left(\frac{z_c}{H}\right)^2 n_d n_t\, k_t \tag{9}$$

avendo indicato con K_d la rigidezza totale dei dissipatori, n_d il numero dei dissipatori di piano, con n_t il numero delle traversine per ogni singolo dissipatore di piano, con k_t la rigidezza della singola traversina, e con F l'azione laterale agente sul controvento (Fig. 6).

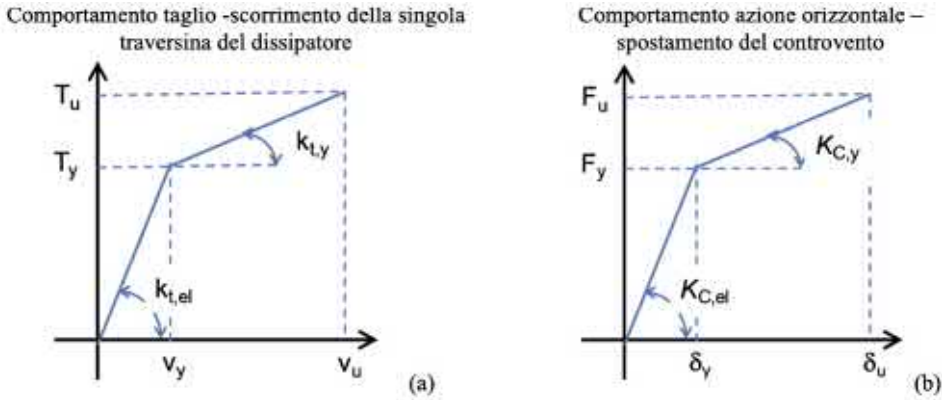


Fig. 6. Legami di comportamento a taglio della singola traversina del dissipatore (a)" e del controvento (b).

3 ANALISI NUMERICHE NON LINEARI

3.1 Modellazione degli elementi in calcestruzzo aramato

L'analisi numerica è stata condotta mediante un software commerciale per l'analisi agli elementi finiti (FE), ampiamente utilizzato dai professionisti del settore (MidasGen 2026 v. 1.1). Le specifiche progettuali e i documenti costruttivi originali hanno consentito di realizzare un modello agli elementi finiti tridimensionale della struttura [8]. Per i pilastri e le travi in calcestruzzo armato (c.a.) è stata assunta una resistenza media a compressione del calcestruzzo pari a f_{cm} = 33 MPa (rappresentativa di una classe di calcestruzzo C25/30), mentre le armature presentavano una tensione di snervamento media pari a 430 MPa (acciaio di classe FeB44k). I telai sono stati modellati mediante elementi *beam* non lineari, utilizzando modelli a plasticità concentrata [8, 9]. I collegamenti trave-pilastro sono stati considerati come nodi rigidi, mentre i vincoli alla base dei pilastri sono stati come delle cerniere. I dettagli relativi agli elementi in c.a., alla modellazione delle sezioni di travi e pilastri, alla massa sismica e ai carichi applicati agli impalcati sono riportati nel recente rapporto tecnico Reluis [9]. Si noti che la fondazione dei setti interni è stata modellata come un incastro con una capacità resistente flessionale e a taglio funzione della dimensione della platea esistente (M_R=996 kNm, V_R= 600 kN). È opportuno sottolineare che il comportamento non lineare degli elementi in c.a., sia dei pilastri sia delle travi, è stato considerato mediante cerniere plastiche

concentrate alle estremità degli elementi, adottando il modello non lineare di tipo FEMA. Il comportamento a taglio di travi e pilastri è stato assunto linearmente elastico fino alla capacità resistente degli elementi.

3.2 Modellazione dei tamponamenti

I tamponamenti in muratura sono stati modellati mediante un modello a puntone diagonale equivalente, nel quale il tamponamento è sostituito da un unico elemento diagonale soggetto a compressione e privo di resistenza a trazione. Nel caso fossero presenti porte o finestre, si è trascurata la presenza del tamponamento.
Le caratteristiche del puntone, in termini di larghezza, rigidezza e resistenza, dipendono dalle proprietà geometriche e meccaniche della muratura. Tali parametri, espressi in termini di forza, sono stati valutati in accordo con il modello di Decanini et al. [10], che consente di modellare il tamponamento mediante con una legge costitutiva degradante (Fig. 7). La relazione tra la risposta del tamponamento e il drift di interpiano è stata ricavata dai dati sperimentali ottenuti da Sassun et al. [11], poiché è stato dimostrato che la capacità deformativa del tamponamento prevista dalla legge di Decanini tende a sottostimare l'effettiva capacità deformativa. Ulteriori dettagli sono riportati nel rapporto tecnico Reluis [9].

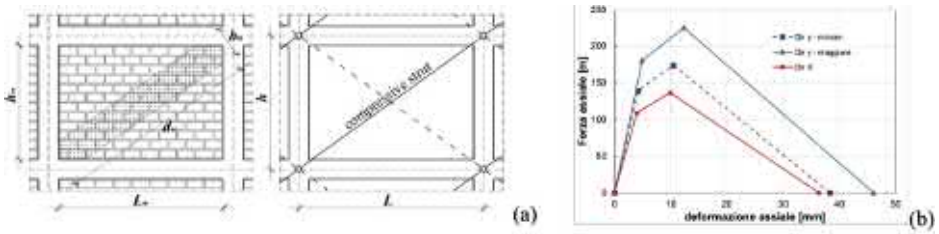


Fig. 7. Modello a puntone equivalente dei tamponamenti (a); legame della molla assiale (b)

3.3 Modellazione dei controventi

La modellazione agli elementi finiti dei controventi è particolarmente semplice perché gli elementi dell'anima (diagonali, i correnti orizzontali e i montanti interni) sono modellati con elementi elastici tipo *truss*. I correnti esterni sono modellati come elementi *beam* incernierati alla base. I dissipatori a "*pettine*" posti ad ogni piano tra le coppie di montanti esterni sono collegati da elementi tipo *spring* con comportamento non-lineare a taglio in grado di trasmettere il flusso di taglio che genera la variazione di azione assiale tra i correnti. La resistenza e la rigidezza di tali dissipatori sono calcolate moltiplicando la resistenza e rigidezza di una singola traversina del pettine) per il numero di traversine di ciascun dissipatore (Tabella 1 e Tabella 2). In Figura 8 è riportato uno schema del controvento n.°4 vincolato alla trave alta del piano terra in direzione longitudinale con indicati i profili adottati. I controventi dell'esoscheletro sono collegati rigidamente al diaframma di piano, per il quale è stato assunto un comportamento infinitamente rigido.

3.4 Risultati delle analisi di push-over

Nel presente capitolo si illustrano i risultati delle analisi statiche non-lineari dell'edificio rinforzato con l'esoscheletro, confortandone il comportamento con quello dell'edificio esistente in termini di evoluzione del danno. A titolo di esempio si presentano i risultati delle analisi in direzione trasversale *y* con una distribuzione delle azioni proporzionale al primo modo di vibrare (MS+Y). In Tabella 3 sono sintetizzati i risultati di tutte le analisi condotte, indicando la richiesta di spostamento, la capicità di spostamento dell'edificio e il coefficiente di sicurezza sismico vaalutati

secondo le indicazioni delle NTC2018 [12]. Le analisi di push-over sono state condotte assumendo una distribuzione delle azioni sismiche sia proporzionale al primo modo di vibrare (MS) sia uniforme ai piani (UA).

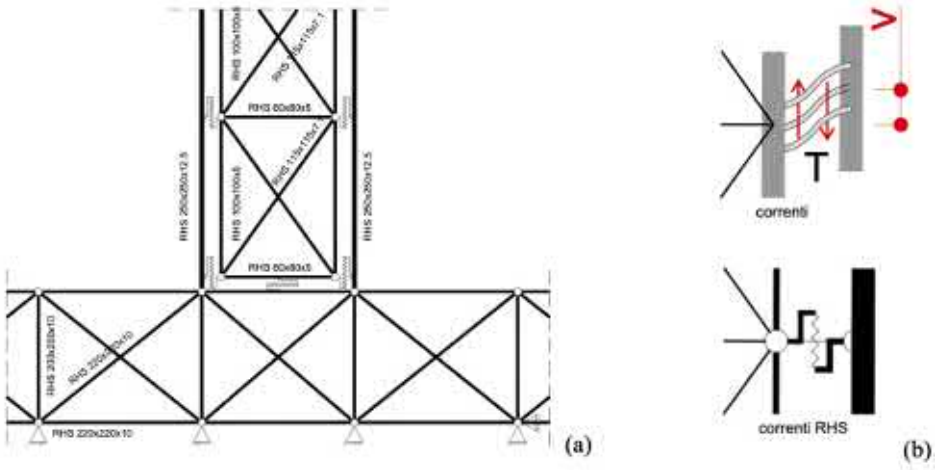


Fig. 8. Schema del modello del controvento con il collegamento alla trave alta di ripartizione (a); particolare del collegamento ai dissipatori (b)

Come atteso, il comportamento dell'edificio esistente è fortemente influenzato dalla capacità resistente dei tamponamenti ai carichi laterali a dimostrazione che per l'analisi di vulnerabilità degli edifici esistenti trascurare il contributo dei tamponamenti non permette di cogliere correttamente la risposta dell'edificio al sisma in termini di rigidezza, frequenze proprie e capacità resistente. Nell'edificio esistente tamponato il primo danneggiamento che si manifesta è la fessurazione dei tamponamenti dei piani inferiori (δ_y=15 mm), seguito dalla formazione delle prime cerniere plastiche al piede dei pilastri e dei setti trasversali (δ_y=22 mm). Successivamente iniziano a collassare i tamponamenti (δ_y=27 mm): L'edificio collassa per uno spostamento in sommità di 76 mm e un'azione laterale V=1750 kN a causa della formazione di meccanismi con diffuse cerniere plastiche in travi e pilastri. In Figura 9, si può osservare che, malgrado il contributo irrigidente e controventante dei tamponamenti, la capacità dell'edificio in termini di spostamenti è inferiore alla domanda (Tabella 3). I risultati delle analisi mostrano un incremento significativo di rigidezza e resistenza dell'edificio rinforzato (V=3750 kN), pari a circa all'80% e al 115% rispetto ai valori dell'edificio allo stato di fatto. Il danneggiamento dell'edificio rinforzato è caratterizzato prima dalla fessurazione dei tamponamenti, successivamente dalla formazione delle cerniere plastiche alla base dei pilastri e setti, da numerose cerniere plastiche all'estremità delle travi per uno spostamento δ_y=48 mm. I dissipatori si snervano quasi simultaneamente per uno spostamento di δ_y=48 mm mentre l'edificio inizia a presentare progressivi meccanismi di collasso locali per uno spostamento laterale superiore a 140 mm.Infine, in Figura 9b il drift di interpiano dell'edificio esistente a collasso è confrontato con quello dell'edificio rinforzato. E' possibile apprezzare come in controventi dissipativi proposti siano in grado di distribuire uniformemente il danneggiamento lungo l'altezza dell'edificio con un drift di interpiano inferiore allo 0.5%.

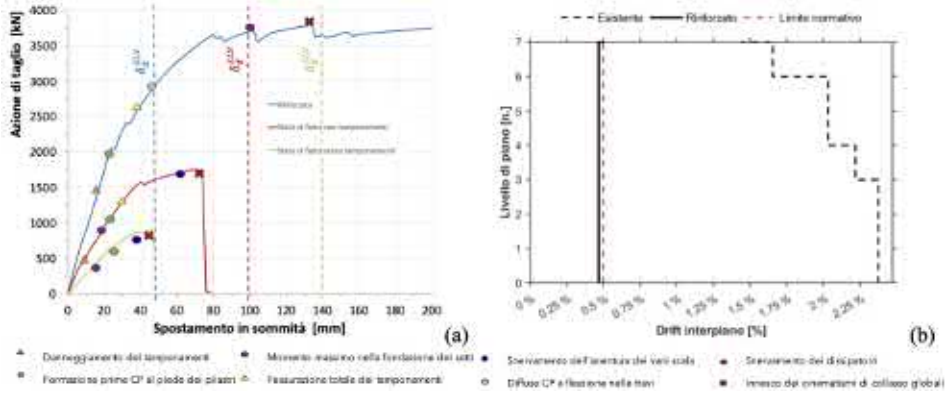


Fig. 9. Curve di push-over dell'edificio esistente e di quello rinforzato (a); drift di interpiano per a collasso (MS+y) (b)

Tabella 3. Sintesi dei risultati delle analisi di push-over

	Edificio esistente tamponato			Edificio rinforzato		
Tipo di analisi	Domanda δ_d [mm]	K [kN/mm]	$\zeta_{E,SLV}$	Domanda δ_d [mm]	Capacità δ_c [mm]	$\zeta_{E,SLV}$
MS+X	92.4	67.0	0.72	52.2	113.2	2.2
UA+X	78.1	68.5	0.87	60.2	150.0	2.5
MS+Y	79.5	55.7	0.70	53.0	104.4	2.0
UA+Y	85.9	64.7	0.75	64.5	150.0	2.3

4 CONCLUSIONI

Nella memoria viene presentato un caso-studio di adeguamento sismico di un edificio esistente in c.a. degli anni '70 mediante l'impiego di controventi concentrici con dissipatori a "*pettine*" di piano. Il modello analitico proposto consente di stimare il legame di comportamento taglio-scorrimento dei dissipatori necessario per il loro dimensionamento. I risultati delle analisi mostrano la possibilità di adeguare sismicamente l'edificio analizzato, concentrando il danno nei dissipatori garantendo un comportamento elastico delle diagonali e dei montanti del controvento. La peculiarità del sistema proposto consiste, inoltre, nella capacità di distribuire la deformazione richiesta all'edificio ai vari piani evitando la concentrazione del danno ai piani inferiori, come può avvenire mediante l'uso di tradizionali controventi metallici a X. Il drift di interpiano risulta uniforme lungo l'altezza dell'edificio e non supera il valore del 0.5% in corrispondenza della richiesta di spostamento allo SLV per la zona di Brescia.

RINGRAZIAMENTI

Il presente studio è stato sviluppato parzialmente nell'ambito del programma di ricerca *DPC-ReLUIS 2024-2026 – WP5-Task 5.1"Interventi integrati e sostenibili per costruzioni esistenti*", finanziato dalla *Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile*. Tuttavia, i contenuti della presente pubblicazione non riflettono necessariamente le posizioni e le valutazioni del Dipartimento.

BIBLIOGRAFIA

[1] Marini A., Passoni C., Belleri A., Feroldi F., Preti M., Metelli G., Riva P., Giuriani E., Plizzari G. (2022). Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept, (2022) *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26 (7), pp. 2475 – 2495, DOI: 10.1080/19648189.2017.1363665

[2] Labò S., Passoni C., Marini A., Belleri A., Camata G., Riva P., Spacone E., Prefabricated responsive diagrids for holistic renovation of existing mid-rise RC buildings. *COMPDYN 2017. 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Rhodes Island, Greece, 15–17 June 2017.

[3] Mazzolani F. M., Corte G. D., D'Aniello M. (2009). Experimental analysis of steel dissipative bracing systems for seismic upgrading. *Journal of Civil Engineering and Management*, 15(1), 7-19. doi:10.3846/1392-3730.2009.15.7-19

[4] Prota A., Tartaglia R., Di Lorenzo G., Landolfo R. (2024) Seismic strengthening of isolated RC framed structures through orthogonal steel exoskeleton: Bidirectional non-linear analyses. *Engineering Structures,* 302, art. no. 117496

[5] Formisano A., Massimilla A., Di Lorenzo G., Landolfo R. (2020). Seismic retrofit of gravity load designed RC buildings using external steel concentric bracing systems, *Engineering Failure Analysis,* 111

[6] Di Lorenzo G., Tartaglia R., Prota A., Landolfo R. (2023) Design procedure for orthogonal steel exoskeleton structures for seismic strengthening *Engineering Structures*, 275, art. no. 115252

[7] Metelli G., Feroldi F., Marini A., Numerical Study on the Seismic Response of a 1970s Reinforced Concrete Building Strengthened with Concentric Bracings, *XXVI Congresso dei Tecnici dell'Acciaio*, Venezia 28-30 Settembre 2017.

[8] ELISIR, 2019 (ENERGY, LIFE STYLED & SEISMIC INNOVATION FOR REGENERATED BUILDINGS: Business Models e Innovazioni Puntuali per la Rigenerazione Urbana nell'ambito della Digitalizzazione dell'Ambiente Costruito), 2019, Progetto finanziato da Regione Lombardia, Plizzari G, Metelli G. Ciribini A. et al.

[9] *Rapporto Tecnico Reluis, WP5-Task 5.1 Interventi integrati e sostenibili per costruzioni esistenti* (2026). Allegato 1 UR06 UNIBS. Metelli G, Giuriani E. Amighetti F. Controventi concentrici dissipativi per il rinforzo sismico di edifici in calcestruzzo armato: esempio applicativo.

[10] Decanini L., Mollaioli F., Mura A. and Saragoni R., (2004). Seismic performance of masonry infilled RC frames, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, No. 165, Vancouver, 2004.

[11] Sassun, K., Sullivan, T. J., Morandi, P., & Cardone, D. (2016). Characterising the in-plane seismic performance of infill masonry." Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering 49.1, pp.100-117

[12] D.M. 14.1.2008. Norme tecniche per le costruzioni. G.U. n.29, February 2 2008, Supplemento Ordinario n.30, Rome (in Italian)

KEYWORDS

Seismic retrofit, dissipative concentric steel bracings, bracing modeling, push-over analysis

STRUTTURE SPECIALI

SPECIAL STRUCTURES

LA NUOVA TORRE PILOTI DI GENOVA

THE NEW "TORRE PILOTI" OF GENOA

Simone Varni, Paolo Maestrelli, Paolo Mazzitelli
Seteco Ingegneria S.r.l. – via Fieschi 9, Genova
ufficiotecnico@setecoge.it

ABSTRACT

The new Pilot Tower of the Port of Genoa, conceived by Renzo Piano Building Workshop, is a highly complex structure intended for maritime traffic control and constructed on an artificial island. The tower, 65 m high (95 m including the antenna), features a configuration reminiscent of a ship's mast, with four tubular steel columns connected by truss elements and tension members, forming a hybrid system in which the central core resists compression while the external ties carry tension. Particular attention was devoted to aerodynamic assessments, performed through CFD analyses and wind tunnel testing, which highlighted critical issues related to dynamic behavior and were addressed through the installation of active mass dampers. Additional FEM analyses covered both construction stages and exceptional scenarios such as fire. The structure represents an advanced integration of architecture and steel structural engineering, with solutions aimed at ensuring safety, durability, and structural efficiency.

SOMMARIO

La nuova Torre Piloti del Porto di Genova, ideata dal Renzo Piano Building Workshop, è un'opera ad alta complessità destinata al controllo del traffico marittimo e realizzata su un'isola artificiale. La struttura, alta 65 m (95 m con antenna), presenta una configurazione assimilabile a un albero di nave, con quattro colonne tubolari in acciaio collegate da elementi reticolari e tiranti, costituendo un sistema ibrido in cui il nucleo lavora a compressione e i tiranti a trazione.
Particolare rilevanza assumono le verifiche aerodinamiche, condotte mediante analisi CFD e prove in galleria del vento, che hanno evidenziato criticità legate al comportamento dinamico, risolte mediante l'installazione di smorzatori di massa attivi. Ulteriori analisi FEM hanno riguardato sia le fasi realizzative, sia condizioni eccezionali come l'incendio. L'opera rappresenta un esempio avanzato di integrazione tra architettura e ingegneria strutturale metallica, con soluzioni mirate a garantire sicurezza, durabilità ed efficienza.



1 STORIA E CONCEPT DELLA NUOVA TORRE PILOTI DI GENOVA

La Torre Piloti, all'interno di un porto importante, vasto e complesso, svolge la stessa funzione di una torre di controllo aeroportuale: gestisce il traffico marittimo ed è operativa 24 ore su 24, tutto l'anno.

La prima Torre Piloti di Genova, realizzata in cemento e alta 50 metri, fu costruita al Molo Giano negli anni '90 e rimase in funzione fino al 7 maggio 2013, quando crollò a seguito dell'impatto con una nave portacontainer. L'incidente causò la morte di nove persone.

L'Architetto Renzo Piano fu coinvolto nella progettazione della nuova struttura. La sua collocazione venne individuata all'interno della zona del nuovo Waterfront, con l'obiettivo di garantire la visibilità di entrambi gli accessi al porto, distanti tra loro circa 10 km (Fig. 1). Nel concetto architettonico, la Torre è immaginata come una sentinella che guarda verso l'orizzonte e si ripara dal sole portando una mano alla fronte.



Fig. 1. Vista del Porto di Genova e posizione della nuova Torre Piloti

La grande copertura posta in sommità ombreggia la cabina di controllo, che poggia su una struttura composta da tubi e cavi in acciaio, leggera alla vista. Il pilone richiama le antiche gru portuali e, dipinta di bianco, si integra armoniosamente con il paesaggio costituito dagli alberi delle barche a vela ormeggiate nei moli circostanti. L'altezza della Torre è di 65 metri sul livello del mare, che diventano 95 metri includendo l'antenna che supporta i radar e gli altri strumenti necessari per il controllo del traffico portuale. La Torre si erge all'interno del Porto di Genova, su un'isola artificiale, protetta da moli artificiali per prevenire ogni rischio di collisione con le navi.

2 LE STRUTTURE DELLA TORRE

2.1 Le fondazioni

L'isola artificiale della Torre Piloti è stata realizzata mediante una palancolata riempita in ghiaia, consolidata con jet-grouting. La struttura è fondata su una platea in calcestruzzo armato di 3 m di spessore, integrata da 32 micropali per assorbire le sollecitazioni dei tiranti di precompressione.

2.1 Il fusto reticolare e il sistema di "sartie"

Il fusto della Torre doveva bilanciare l'esigenza architettonica di leggerezza con la necessità di elevate prestazioni statiche in termini di resistenza e stabilità.
La struttura principale è costituita da quattro elementi tubolari in acciaio, riempiti con cls superfluido, di diametro costante lungo tutta l'altezza e disposti ai vertici di una base quadrata di lato 3.6m. Questi elementi sono collegati da traversi realizzati con profili tubolari saldati ai montanti con un passo di 3.6m (Fig. 2).
Lo spessore e il materiale dei montanti variano in base alla quota: alla base e nel tratto che attraversa cabina e copertura sono stati impiegati profili con spessore 64mm in acciaio S460. Le altre parti sono realizzate in S355, con spessori tra i 25 e 40mm.
Il fusto della Torre è irrigidito con controventature incrociate su tutti e quattro i lati, realizzate con barre pretese Macalloy S460, che garantiscono inerzia torsionale alla struttura. Alla base e al primo livello, la controventatura è interrotta su un lato per consentire l'accesso alla coppia di ascensori a cremagliera, che, insieme alla scala esterna di sicurezza, portano alla cabina di controllo. I traversi che delimitano questi campi strutturali non controventati sono realizzati con profili speciali in grado di sostenere carichi flessionali (Fig. 4).
Il sistema resistente ai carichi orizzontali richiama quello dell'albero di una barca a vela: una grande travatura reticolare che utilizza tiranti esterni e un nucleo centrale compresso costituito dai montanti tubolari. I tiranti verticali esterni, disposti in coppia su tutti e quattro i lati della Torre, sono in barre Macalloy S460, con diametri variabili da M76 a M90. Sopra i tiranti verticali, in continuità con essi, si trova un cavo M56, che non partecipa alla resistenza strutturale complessiva della Torre ma serve unicamente a stabilizzare la copertura. I tiranti inclinati, che trasferiscono gli sforzi di taglio e garantiscono la collaborazione tra le parti in trazione e in compressione, sono anch'essi in barre Macalloy S460, con diametri M76 e M85.
Per assicurare il corretto funzionamento dei tiranti, evitando che si allentino a causa della deformazione della Torre, è stato previsto un sistema di pretensione diretta per le aste diagonali e indiretta, per congruenza, degli altri tiranti.
Per mantenere la geometria del sistema, sono presenti tre livelli di controventature orizzontali, realizzati con profili e giunzioni studiate per garantire uniformità estetica con le altre parti strutturali della Torre.



Fig. 2. Strutture del fusto della Torre e scala esterna



Fig. 3. Dettaglio delle giunzioni delle sartie a quota controventatura di piano

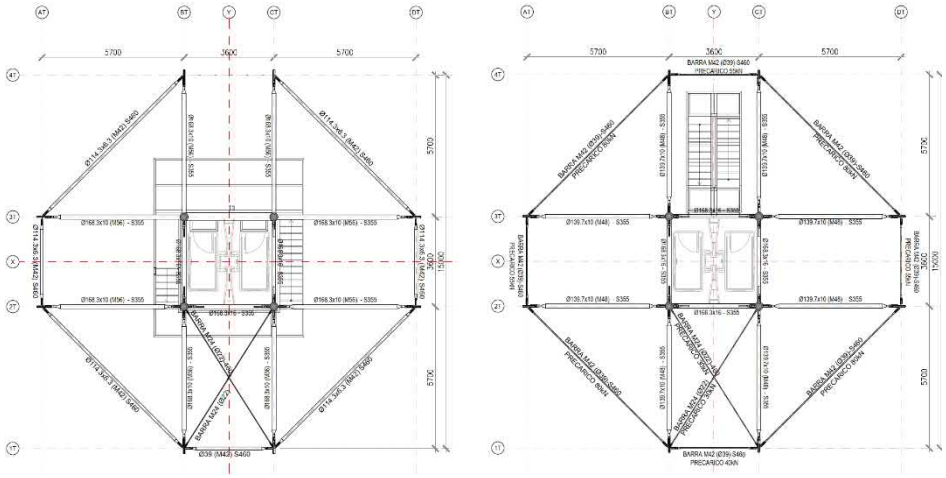


Fig. 4. Pianta controventatura a quota di accesso (a sx) e tipica (a dx)

2.2 La cabina di controllo e la copertura

I solai della cabina di controllo poggiano su travi metalliche primarie (HEA280 per il pavimento e HEM160 per la copertura della cabina), saldate rigidamente ai quattro montanti tubolari del fusto. Il perimetro interno ed esterno della cabina è delimitato da profili UPN collegati alle travi principali. La copertura ha una forma quadrata di 28x28 metri con sezione lenticolare. È composta da travi a sezione a doppio T con un'altezza massima di 1.5m, che si intersecano tra loro e si assottigliano verso il perimetro, fino a sostenere due profili di bordo presso-piegati ad altezza costante.
Le travi principali, disposte lungo le diagonali della copertura, sono saldate ai montanti del nucleo centrale della Torre. Le travi, realizzate in acciaio S460 (e S355 in prossimità dei bordi), sostengono una orditura secondaria simmetrica in pianta, composta da profili IPE120 e da elementi composti a forma di T. Su questi profili vengono inchiodate le lamiere metalliche di chiusura.
Le anime delle travi sono dotate di passaggi circolari irrigiditi, progettati per consentirne l'ispezionabilità interna. Sulla parte superiore della copertura sono installati pannelli fotovoltaici, che coprono il fabbisogno energetico della struttura.



Fig. 5. La cabina durante le fasi di sollevamento



Fig. 6. Sommità della Torre Piloti: la cabina di controllo, la copertura e l'antenna

3 ANALISI CFD E GALLERIA DEL VENTO

Data la complessità geometrica della Torre, non riconducibile ai modelli classici previsti dalle normative di riferimento, è stata condotta una serie di analisi CFD per calcolare la distribuzione dei coefficienti di pressione sulle superfici esposte al vento (Fig. 7).
Sono state inoltre eseguite prove in galleria del vento per ottenere una stima più precisa di alcuni parametri aerodinamici, fondamentali per valutare la risposta dinamica ai venti turbolenti, un fattore potenzialmente critico per una struttura flessibile come la Torre. Le prove in galleria hanno riguardato i seguenti elementi, per i quali sono stati realizzati modelli in scala:

- il fusto reticolare, comprensivo della scala esterna e della struttura di supporto degli ascensori. Questo modello ha permesso di stimare le forze aerodinamiche e di verificare la stabilità aeroelastica della Torre, con particolare attenzione ai fenomeni di galoppo torsionale (Fig. 8);

- la cabina di controllo e la copertura, testate separatamente e collegate a bilance estensimetriche per stimare forze e coefficienti aerodinamici sulle strutture superiori della Torre;
- la cabina di controllo e copertura, sostenute da una struttura tipo traliccio, per misurare la distribuzione delle pressioni sulle superfici di entrambi gli elementi (Fig.9).

I risultati di queste analisi hanno permesso di raffinare il calcolo delle forze agenti sulla Torre e di eseguire verifiche strutturali dinamiche, considerando gli effetti combinati delle forze del vento quasi-statiche e risonanti, che sono contrastate dall'ossatura metallica in condizioni di Stato Limite Ultimo (SLU).

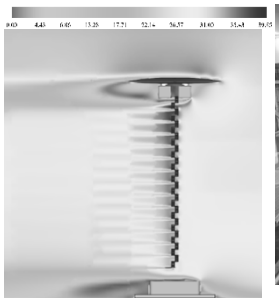


Fig. 7. Velocità del vento nel modello CFD

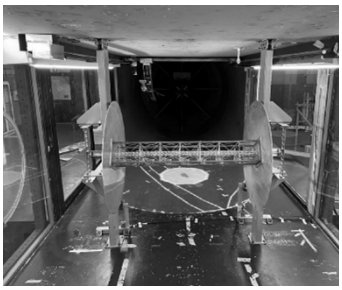


Fig. 8. Test in galleria del vento del fusto reticolare



Fig. 9. Test in galleria del vento della struttura

3 IL SISTEMA DI DISSIPAZIONE ATTIVO "AMD"

L'entità delle accelerazioni misurate sui modelli in galleria del vento ha evidenziato la necessità di adottare un sistema di smorzamento per garantire livelli di comfort accettabili in condizioni di esercizio all'interno della cabina di controllo, situata a 60 metri di altezza.
All'interno della struttura della copertura sono stati installati quattro dispositivi AMD (Active Mass Dampers) da 350 kg ciascuno – due in direzione X e due in direzione Y – collegati ai sistemi di monitoraggio, al fine di garantire l'abitabilità secondo le norme CNR-DT 207/2018.
Grazie all'impiego degli AMD, durante condizioni di vento estreme con tempo di ritorno di 200 anni, l'accelerazione di picco nella cabina è stata ridotta da 0,58 m/s² (misurata nei test in galleria del vento) a 0,08 m/s².

4 RISPOSTA STRUTTURALE IN CASO DI INCENDIO

Durante la fase di progettazione, sono stati valutati gli effetti di un incendio su una nave ormeggiata al molo adiacente la Torre.
Le simulazioni hanno mostrato che le strutture reticolari sarebbero interessate dai fumi, raggiungendo un carico termico massimo di 200°C, valore utilizzato come riferimento per le simulazioni FEM (Fig. 10).

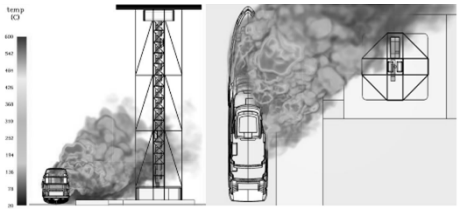


Fig. 10. Incendio alla base della Torre

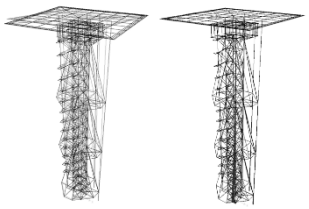


Fig. 11. Modello FEM modificato

Tali analisi hanno evidenziato che alcuni tiranti sarebbero soggetti a forze di compressione e sono stati quindi iterativamente rimossi dal modello di calcolo (Fig. 11).
Le verifiche strutturali successive, condotte in condizioni di carico eccezionale, hanno confermato che la stabilità della Torre non verrebbe compromessa in caso di incendio, poiché la combinazione di carico allo SLU risulta comunque la più gravosa per tutti gli elementi strutturali.

5 PROTEZIONE SUPERFICIALE

Essendo la Torre ubicata in ambiente marino, è stata dedicata particolare attenzione ai sistemi di protezione delle strutture metalliche.
Tutte le superfici sono state trattate con cicli protettivi idonei ad ambienti classificati in classe di corrosività C5-VH, nel rispetto anche dei requisiti di protezione antincendio.

6 LA COSTRUZIONE DELLA TORRE PILOTI

Le strutture metalliche della Torre Piloti, comprese la cabina di controllo e la copertura, sono state prefabbricate in un cantiere apposito situato presso la Banchina Rubattino, all'interno del Porto di Genova, a circa 2.5km dal sito di installazione.
Le sezioni prefabbricate sono state poi caricate e trasportate via mare su una chiatta durante la notte, riducendo al minimo le interferenze con la navigazione e azzerando l'impatto sul traffico urbano (Fig. 13 e 14).
Il fusto reticolare è stato suddiviso in quattro segmenti, ciascuno con un'altezza massima di 18 metri, sollevati mediante autogru dal molo M1 (Fig. 12).
Ogni segmento, una volta posizionato, è stato stabilizzato mediante l'installazione e la pretensione dei tiranti verticali e diagonali secondo le forze di progetto.



Fig. 12. Fase di montaggio del fusto reticolare

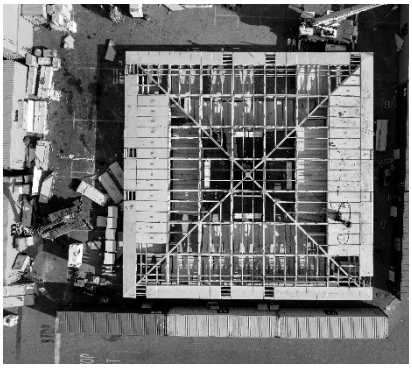


Fig. 13. Assemblaggio della copertura



Fig. 14. Trasporto struttura su chiatta

La cabina di controllo prima e la copertura poi sono state sollevate utilizzando una gru cingolata da 650 tonnellate, che ha consentito il sollevamento della copertura da 28x28 metri e 150 tonnellate di peso fino a un'altezza di 65 metri (Fig. 15).
Infine sono stati installati e pretensionati i tiranti per garantire la stabilità della copertura.



Fig. 15. Fase di montaggio della copertura

Tutte le fasi di montaggio sono state preventivamente analizzate e verificate con un modello di calcolo non lineare tipo "*staged-construction*", elaborato in Sap2000.

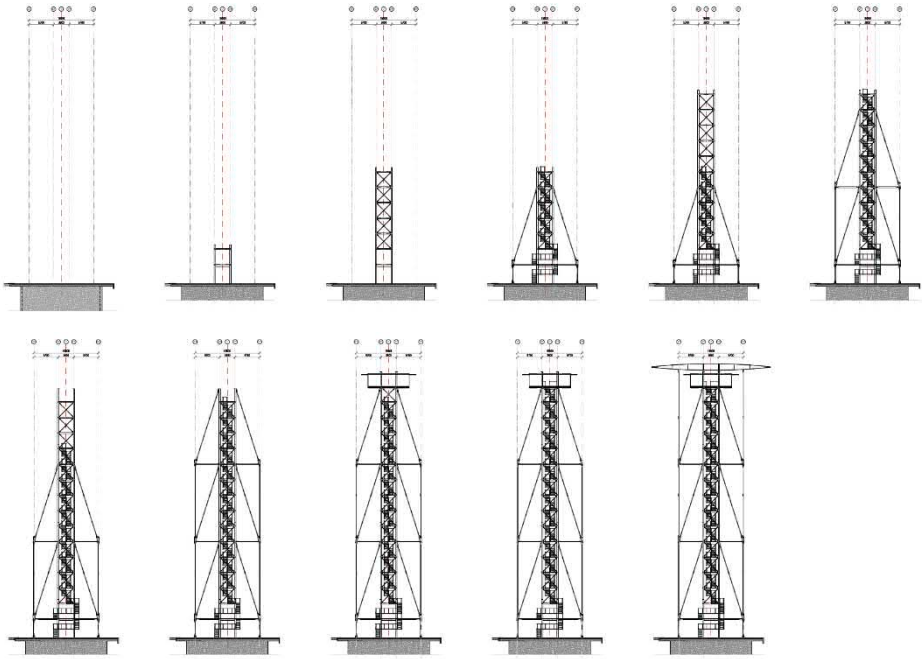


Fig. 16. Tavola di progetto con le fasi realizzative della Torre

7 TEST SULLA RISPOSTA DINAMICA DELLA TORRE

Il 9 settembre 2024 sono state eseguite le prove di carico con i seguenti obiettivi:

- identificare le caratteristiche dinamiche della struttura, come le frequenze naturali, i fattori di amplificazione e i modi di vibrazione;
- verificare la capacità della struttura di subire spostamenti significativi restando nel campo di comportamento elastico-lineare;
- valutare l'efficacia del sistema AMD nella riduzione delle oscillazioni della Torre in condizioni di eccitazione controllata.

Le prove sono state condotte con eccitazione artificiale, utilizzando il sistema di controllo attivo per indurre modi di vibrazione nella Torre. In particolare, sono state effettuate prove di eccitazione in risonanza sia con il sistema di smorzamento disattivato, per determinare la risposta naturale della Torre, sia con il sistema attivato, per valutarne l'efficacia nella riduzione delle vibrazioni.
I risultati delle prove hanno mostrato un'ottima corrispondenza tra il comportamento della struttura e i modi di vibrazione attesi, ottenuti dal modello di calcolo che include l'analisi per fasi costruttive e tiene quindi conto della non linearità derivante dalle diverse fasi di montaggio.

8 LE SFIDE DELLA PROGETTAZIONE DELLA TORRE PILOTI

La nuova Torre Piloti di Genova è una struttura di grande valore architettonico, progettata da Renzo Piano, uno degli architetti più noti e influenti al mondo.
La sfida ingegneristica è stata quella di mantenere intatto il concept originale, la leggerezza e la qualità estetica, garantendo al tempo stesso resistenza e stabilità sotto l'azione di tutte le

sollecitazioni ambientali e accidentali, di natura statica o dinamica, e assicurando il massimo comfort per i piloti che la utilizzeranno quotidianamente.
Per ottenere questo risultato, si è reso necessario ricorrere a analisi avanzate, modellazioni numeriche e test in galleria del vento sull'intera struttura e su singoli componenti, nonché all'adozione di tecnologie all'avanguardia per realizzare sistemi di smorzamento, leggeri ma altamente efficienti.
Ogni elemento strutturale e dettaglio costruttivo è stato studiato per restituire una visione architettonica coerente e unitaria della Torre Piloti.
La qualità e il successo del progetto strutturale, in questo caso, risiedono nel "nascondere" il lavoro dell'ingegnere, rendendo al contempo realizzabile quella che potrebbe sembrare una costruzione impossibile, caratterizzata da una massa concentrata di oltre 200 tonnellate, soggetta a venti fino a 180km/h, situata a oltre 60 metri di altezza e sostenuta da un fusto reticolare con una base quadrata di appena 3.6 metri di lato.



RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano Cimolai S.p.A., Renzo Piano Building Workshop (RPBW), ISAAC S.r.l. e Andrea Botta per le immagini fotografiche.

KEYWORDS

steel design, buildings, dynamic actions, wind tunnel test, CFD

LA PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE NEGLI IMPIANTI DI MOVIMENTAZIONE

STRUCTURAL DESIGN IN HANDLING SYSTEM

Sergio Foa
Consulente Impianti e Strutture in Acciaio
sergio.foa@bluewin.ch

Alberto Villa
DCRPROGETTI Srl, Milano
a.villa@dcrprogetti.it

Roberto Oddera
Technical Director – TENOVA SpA, Material Handling
roberto.oddera@tenova.com

Alessandro Rosti
DCRPROGETTI Srl, Milano
a.rosti@dcrprogetti.it

ABSTRACT

Handling systems is an important part of the wide world of structural design, where many structural engineers often play a leading role in the choices that will shape the final draft of the plant design.
While the overall design of a project deserves the utmost attention because it must meet important technological and functional requirements, certain structural aspects are often initially defined and then imposed on those subjects responsible for carrying out the structural work, which is also economically important and must be evaluated with critical attention.
The recommendation that this contribution wishes to suggest to the two main players, the plant engineer and the structural engineer, is to establish close and proactive mutual collaboration from the outset.
This synergistic combination, the result of their respective specific skills, will produce a design that is the perfect fusion of static and functional requirements.
The proposed implementation highlights the success of this collaborative process and refers to a handling, stacking and reclaiming system with belt conveyors.
The focus will mainly be on three aspects that characterize this type of handling plant: the most important is the simplicity of the static schemes that characterize lines with considerable longitudinal development; secondly, the attention that must be paid when screening systems are often present in the lay-out; finally, the strategy to be adopted when the structures to be designed must support a particular type of belt conveyor (said: pipe conveyor) that contains curves in both planes – vertical and horizontal

SOMMARIO

Gli impianti di movimentazione rappresentano una importante presenza nel vasto mondo della progettazione strutturale, che vede molti ingegneri calcolatori essere attori spesso protagonisti delle scelte che modelleranno la stesura finale del progetto impiantistico.
Se l'impostazione di un progetto generale merita la massima attenzione perché deve sottostare alle importanti esigenze di carattere tecnologico-funzionale, frequentemente alcune impostazioni strutturali vengono inizialmente definite, poi spesso imposte, nei confronti di chi è chiamato a svolgere quella parte strutturale, anche economicamente importante, che deve essere valutata con critica attenzione.
La raccomandazione che attraverso questo contributo si vuole suggerire ai due attori principali, l'impiantista e lo strutturista, è di impostare fin dal primo momento una stretta e reciproca collaborazione di tipo propositivo.
Da questa sinergica combinazione, frutto delle rispettive competenze specifiche, il progetto che emergerà risulterà essere la perfetta fusione che rispetti le esigenze statico funzionali.
La realizzazione che si propone fa mergere la buona riuscita di questo iter collaborativo, e si riferisce a un impianto di movimentazione, messa a parco e ripresa, con convogliatori a nastro.
Il focus si rivolgerà principalmente su tre aspetti che caratterizzano questa tipologia di impianti: il più importante, la semplicità degli schemi statici che caratterizza linee a notevole sviluppo in senso longitudinale; in secondo luogo, l'attenzione che è necessario porre quando spesso si incontrano sistemi di vagliatura; infine, la strategia da porre quando le strutture da progettare devono contenere una tipologia particolare di convogliatore a tubo (pipe conveyor) che presenta curve in entrambi i piani – verticale e orizzontale

1 GENERALITA' SUGLI IMPIANTI DI MOVIMENTAZIONE

Conoscere i componenti che costituiscono gli impianti di movimentazione è, per l'ingegnere strutturista quasi imperativo per poter svolgere un ruolo attivo, sicuramente propositivo e non da gregario, nella fase di progettazione esecutiva delle strutture di un impianto, strutture che rappresentano un corredo fondamentale di ogni pratica realizzazione.
Nel caso più generale lo studio di massima viene prodotto sulla base di considerazioni di carattere principalmente funzionale, e viene condotta dai tecnologi che conoscono un prodotto specifico, responsabili nel trovare e garantire la sua migliore manipolazione, in modo da non alterarne, o modificarle nel minor modo possibile, le sue caratteristiche soprattutto fisiche; è questa la principale attenzione che il progettista impiantista cura.
Su questo assunto preliminare, nota la disposizione delle macroaree dell'impianto, sono tracciati percorsi all'interno dei quali il prodotto viene movimentato per seguire le esigenze funzionali dell'impianto.
Nel caso più generale bisogna riconoscere che l'impiantista possiede, basata su esperienze pregresse, una certa conoscenza anche di *"nozioni di carattere strutturale"* che gli permettono di definire e sgrossare un lay-out generale, all'interno del quale tessere la rete che da preliminare, possa diventare via via più aderente alle reali necessità e che coinvolgono in effetti tutte le discipline, da quelle stradali, fognarie, a quelle di carattere più specificatamente connesse alla potenza e al controllo elettrico e funzionale.
È proprio questo il momento in cui l'ingegnere strutturista viene interpellato per fornire il proprio contributo.
scriventi vogliono rivolgere ai progettisti delle strutture, all'interno di questo XXX incontro del CTA.

Come doverosa premessa è opportuno precisare che, in qualsiasi tipologia di impianto, movimentazione inclusa, la distribuzione percentuale del valore globale dello stesso si può ipotizzare suddivisa fra le varie componenti come segue:

- meccanica e macchine: ~ 30%
- strutture: ~ 25%
- elettro-strumentale: ~ 15%
- montaggi: ~ 15%
- Varie (progettazione, gestione logistica/trasporti consegna e prove: ~ 15%

Considerato che spesso una quota parte delle macchine ha componenti che vanno analizzati anche da un punto di vista statico-strutturale, si intuisce come quasi un terzo del valore sia di competenza dell'ingegnere progettista strutturista; il contributo che deve quindi fornire non può e non deve essere quello di dimensionare le strutture che vengono proposte nel lay-out generale, ma soprattutto quello di analizzarlo attentamente dal proprio punto di vista e proporre, talvolta con decisione, le migliori soluzioni per razionalizzare pesi e costi di questa importante componente.
Analizzeremo alcuni aspetti di carattere generale indicando scelte che è bene tenere sempre in considerazione nella realizzazione di questa tipologia di strutture, segnalando la necessità di impostare con il progettista impiantista una collaborazione sinergica.
La presente memoria propone di analizzare un impianto di messa a parco di un prodotto ferroso, il DRI acronimo di *Direct Reduced Iron*; è un modo alternativo di produrre ferro, ed è stato sviluppato per superare le difficoltà connesse agli utilizzi di altiforni convenzionali.
Analizzeremo la sola parte di movimentazione, suddividendola nelle linee di messa a parco (in Sili) con convogliatori tradizionali e analizzando la linea di ripresa al EAF, forno di produzione, con l'utilizzo di nastro di tipo tubolare, il Pipe Conveyor, analizzandone anche l'aspetto realizzativo.

2 L'IMPIANTO DI MESSA A PARCO

L'impianto cui ci riferiamo, la cui progettazione a livello strutturale è stata completata di fatto lo scorso anno ed è attualmente in fase di realizzazione; essa è sita in località Pesqueria, Estado de Nuevo Leon - Mexico
Le norme per il calcolo strutturale sono i codici messicani / Codici Americani [*vedi bibliografia] mentre i codici che caratterizzano la parte propriamente relativa al trasporto sono le CEMA (*Conveyor Equipment Manufacturers Association*), la cui caratteristiche geometriche e dimensionali sono espresse nel sistema imperiale (pollici)
Nello specifico, le linee di messa a parco sono state progettate con convogliatori tradizionali aventi le seguenti caratteristiche:

- Portata di progetto: 560 t/h
- Larghezza nastro B= 42"
- Velocità v = 1.0 m/sec

La Figura 1 rappresenta la serie di convogliatori di messa a parco, a patire dall'alimentazione del prodotto DRI in uscita dal reattore di processo, alla stazione di messa a parco previsto in sili di stoccaggio.
Si vuole prendere come esempio questo progetto, non tanto per descrivere un impianto *"banale"* di cui è piena la letteratura, bensì per porre l'attenzione su alcuni punti specifici, talvolta disattesi, che li caratterizzano; analizziamoli.

2.1 La semplicità

Considerata la notevole percentuale in termini di costo costituita dalla parte strutturale, il primo passo che deve essere svolto, affrontando il lay-out principale sono i componenti che lo compongono; le torri di trasferimento e le linee nastri.

2.1.1 - Torri di trasferimento

Relativamente alle torri di trasferimento, quelle rappresentate sono la torre di connessione nastri PH-5103/PH5015, la stazione di vagliatura, cui dedicheremo un accenno più specifico nel seguito e le torri o strutture di distribuzione poggianti sopra i sili di stoccaggio.

L'unico consiglio che ci sentiamo di dare, soprattutto a coloro che si apprestano per la prima volta ad affrontare questo tipo di progettazione, è quello di razionalizzare le strutture, analizzando con personale consapevolezza quella schematizzata dall'impiantista, adattandola alle proprie esigenze statiche. Analizziamo gli elementi sensibili:

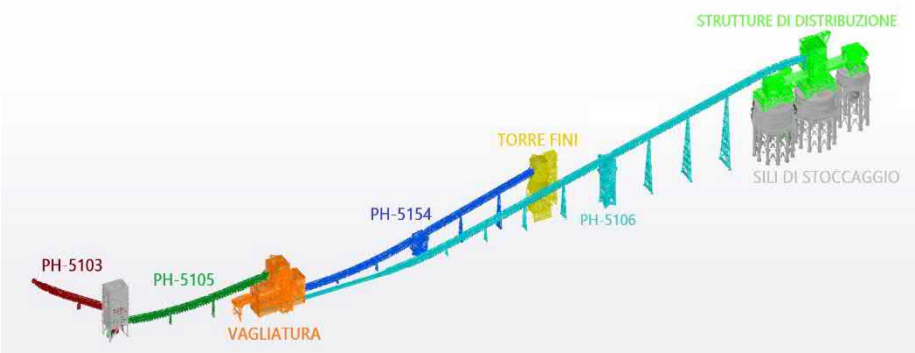


Fig. 1. Schema generale delle linee di messa a parco

"Carichi"

I principali carichi che le caratterizzano, oltre a pesi propri e permanenti e le azioni complementari di vento o sisma, sono le azioni prodotte dalle apparecchiature (testate) di *"partenza o coda"* e *"arrivo o scarico"* dei convogliatori, i gruppi di azionamento *"motori e riduttori"* e i relativi carichi pseudo-orizzontali *"tiri nastri"* connessi con la trasmissione del moto e del *"tensionamento"* del tappeto convogliatore. Sono carichi che in funzione della capacità (portata – espressa in t/hr) del nastro possono raggiungere valori notevoli (anche decine di tonnellate); nel presente caso siamo in presenza di valori medi, quindi non particolarmente elevati.

Carichi da non sottovalutare sono gli impianti accessori (depolveramento, trattamento aria/residui) e gli impianti elettrici di potenza e controllo, che in genere difficilmente vengono segnalati nella fase iniziale, ma che nel tempo nascono crescono e si riproducono; a tale proposito, pur se spesso vengono negati, è bene premunirsi e considerarli con valori iniziali crescenti (sempre in funzione della capacità dei nastri) di 1.0÷2.5 kN/m^2 almeno sulle porzioni di piano calpestabile e in aggiunta ad altri specifici segnalati.

Una raccomandazione: per le strutture e nelle aree adiacenti ai gruppi di comando, prevedere carichi locali concentrati in funzione dei pesi dei componenti meccanici.

Il prodotto trasportato, anche se può sembrare paradossale, incide in modo non preponderante (≈ 20%) rispetto al complesso della componentistica meccanico-funzionale; più importante l'attenzione che deve essere posta in corrispondenza dei punti di trasferimento fra nastro e nastro, ove possono prodursi problemi di intasamento dovuti a mal funzionamento; essi devono essere presi in considerazione sono localmente e non influenzano, ad esempio in una verifica sismica, la globalità della struttura.

"Schemi statici"

Per raggiungere la massima competitività nel rapporto costi/benefici è bene ricercare gli schemi più semplici che, relativamente alla pareti costituenti la gabbia della torre, sono quelli controventati,

limitando laddove possibile la presenza telai momento-resistenti ed evitando nei limiti del possibile, impalcati con luci di calcolo oltre i 7.0÷8.0 m , prediligendo dettagli di connessione fra i vari elementi strutturali, sia di piano che di parete a *"cerniera ideale"*, che permettono semplicità di lavorazione e trasporto oltre a migliore flessibilità durante il montaggio.
Le torri rappresentano i nodi di connessione di una variegata e spesso spezzata linea di nastri trasportatori. Ad esse sono affidate la azioni, preminentemente in direzione longitudinale (vento e sisma) di sostegni (stilate) e campate di nastri trasportatori che trovano la globale stabilità proprio su esse.

2.1.2 - Torri di vagliatura
Solo un cenno di attenzione su un argomento che meriterebbe esso stesso un capitolo a parte, è la torre di vagliatura, presente in questo caso, ma non sempre necessaria (solo a dipendenza del processo di produzione del DRI).
Il prodotto in uscita dal processo deve essere "s*etacciato"* con un vaglio vibrante che permette di selezionare il *"prodotto buono"* avviandolo ai sili di stoccaggio, escludendo la *"parte fine"* al di sotto di una determinata pezzatura, inviandola a un "silo fini" per essere successivamente smaltita.
I vagli sono apparecchiature che lavorano, a dipendenza delle tipologie, a "bassa frequenza" (3÷4 Hz) o ad "alta frequenza" (15÷20 Hz) e che permettono al prodotto di scorrere su reti di selezione con moto sussultorio o longitudinale / ondulatorio, in modo separarne le pezzature.
L'attenzione va posta in primo luogo a livello delle travi di piano che devono essere dimensionate, controllandone la frequenza propria, in modo che risulti da 2.5 a 3 volte distante da quella che è la frequenza di lavoro dell'apparecchio vibrante. Se alcuni elementi strutturali possiedono una frequenza propria che si colloca nel cono di azione indicato dell'apparecchio vibrante, esse tendono ad andare in risonanza.
La verifica deve essere estesa prevalentemente ai componenti del piano di sostegno del vaglio ma non solo; vi sono stati casi, soprattutto connessi con macchine a bassa frequenza, ove le travi principali avevano di fatto una frequenza molto vicina o addirittura la stessa della massa eccitante (che era invero piuttosto modesta); durante la fase di messa in servizio dell'impianto la vibrazione si è diffusa non solo a tutto l'impalcato ma ha coinvolto anche altri impalcati ed elementi strutturali delle pareti controventate; sulla rivista CM 2020-03 si può approfondire per esteso questo evento e gli interventi effettuati per il ripristino della struttura in un articolo a firma dello scrivente.
Nel presente caso siamo in presenza di apparecchi ad alta frequenza; pur con la doverosa attenzione e rispetto di quanto indicato, esiste ovviamente durante l'avvio o l'arresto dell'apparecchio un transitorio in cui la struttura o parte di essa entri nel cono di azione della frequenza di lavoro del vaglio; in genere tale transitorio è breve e tale da non indurre un fenomeno di risonanza pericolosa.
Un ultimo consiglio; l'insieme strutturale gruppi scale inclusi devono essere pensati in quest'ottica; è bene evitare di connettere "per comodità" altri sistemi strutturali di una certa importanza (ad esempio le linee nastri che analizzeremo al successivo punto), proprio per evitare interferenze e problemi connessi con la risonanza.

2.1.3 – Linee nastri
Alcuni punti fondamentali per la progettazione che questa tipologia strutturale deve rispettare.
2.1.3.1 "Iso-staticità delle catene ponti-trave di collegamento":
Prendendo come riferimento in figura 1 il nastro **PH5106**, di lunghezza complessiva pari a circa 220.0 m, la catena cinematica è costituita da sistemi di *"trave – sostegno verticale – trave"* schematicamente rappresentato nella Figura 2.
È costituito da un punto fisso posto in corrispondenza della trave generalmente alla elevazione più bassa, una serie di stilate verticali pendolari di sostegno e una trave finale su appoggio scorrevole in senso longitudinale sulla struttura di arrivo. Nel caso in esame la torre intermedia della linea nastro è un gruppo scale (che le norme di fuga e sicurezza impongono) per accedere alle passerelle

di servizio e manutenzione. Essa funge come punto fisso per la seconda catena di ponti-nastro, la cui ultima campata sulla torre di arrivo del primo silo sarà ovviamente scorrevole.
Garantita la stabilità alle azioni orizzontali in senso longitudinale, quella in direzione ortogonale trasversale è assicurata, per i tratti di inizio e fine alle torri; quella in corrispondenza degli appoggi intermedi dalle stilate che sono di fatto delle mensole
preminentemente di tipo reticolare.

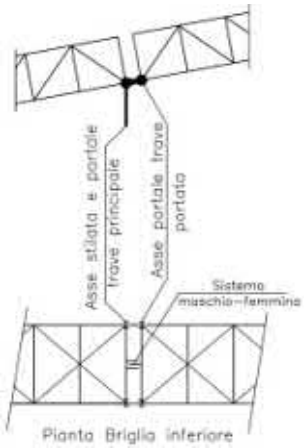


Fig. 2. Schema catena cinematica (*)
*Guida pratica delle costruzioni in acciaio – Sergio Foa – Ed.Hoepli

2.1.3.2 "Tipologie costruttive dei Ponti e Stilate"
Sono fondamentalmente di due tipi
a) Travi-ponte o autoportante:
Per ponti nastro di luci modeste [15÷25 m], variano in funzione della larghezza del nastro che ne definisce la portata, quindi il carico verticale globale. La Figura 3 è tratta dal presente caso utilizzata con luce di 24.0 m .
Da un punto di vista statico sono "cassoni reticolari" le cui pareti verticali sono travi reticolari calcolate in semplice appoggio per trasferire i carichi verticali ai punti di appoggio (torri o stilate); le pareti verticali calcolate come travi reticolari in semplice appoggio atte ad assumere i carichi orizzontali (vento–sisma) trasferendoli a due telai rigidi di estremità che li trasmettono alle strutture di testa degli appoggi in corrispondenza delle stilate. In questo caso la parte tecnologica del nastro (stazioni a rulli etc.) è di fatto integrata nella "scatola strutturale" le cui dimensioni trasversali e orizzontali devono seguire rigidi criteri normativi meccanici.
b) Galleria
Per ponti nastro ove le esigenze di lay-out necessitano di luci maggiori [da 20÷60 m o oltre], si passa alla tipologia *"Galleria"* che di fatto è concettualmente dello stesso tipo indicata per le travi autoportanti (cassoni reticolari, chiusi alle estremità da telai momento-resistenti).
Il nastro trasportatore con il suo bancale di sostegno poggia sul piano inferiore della struttura, la cui larghezza totale è definita in funzione della larghezza delle passerelle di manutenzione; questa tipologia di struttura è anche adatta a contenere alcuni elementi accessori (tubi-canaline elettriche-altro). Altri aspetti nel dettaglio saranno mostrati successivamente ove si propone un caso paradigmatico specifico del traporto su nastro particolare a tubo (Pipe Cnveyor).

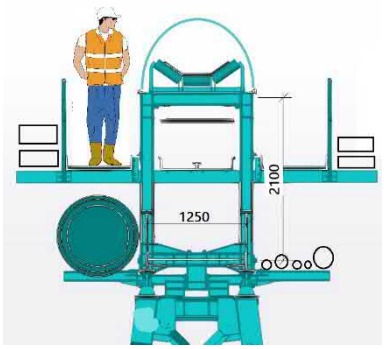


Fig. 3. Sezione tipo trave PH 5106

c) Stilate pendolari

Sono strutture staticamente semplici di tipo reticolare. La Figura 4 rappresenta l'ultimo supporto della linea nastri PH5106.

Considerando la geometria rispetto alla base della stilata e le azioni caratteristiche relative ai carichi verticali globali e a quelle dei carichi caratteristici orizzontali, il vento in questo caso maggiore del sisma, in Figura 5 si può analizzare l'incidenza dei carichi.

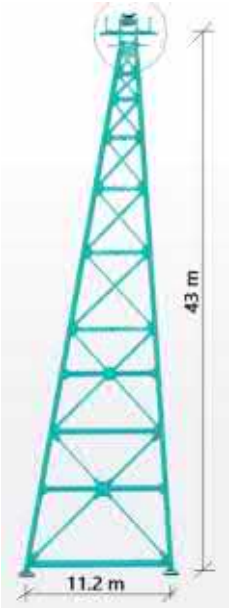


Fig. 4. Sezione tipo Stilata PH 5106

L'azione massima dei carchi verticali pari a ≈ 700 kN incide per 1/3 del valore di verifica da considerare se ad esso sommiamo l'azione del vento; conseguentemente nel caso più sfavorevole, l'azione caratteristica di trazione di può valutare in 1030 kN .

Sono numeri importanti che portano ad alcune valutazioni interessanti.
Mentre lo schema trasversale è quello di un semplice controvento reticolare con aste tese/compresse, sufficientemente rigido (si scelgono rapporti H/B ≈ 4.0) ÷ a 5.0 (max), la sua stabilità nei confronti di effetti di *"buckling laterale"* è affidato alla trave ponte cui è connesso in sommità, il cui controvento orizzontale è sottoposto a un momento globale agente nel piano orizzontale inferiore della trave ponte; effetto che deve essere tenuto in conto nelle relative verifiche. Anche la quota parte di vento frontale che agisce sulla porzione superiore della/e stilata/e (o meglio di tutte le stilate della catenaria) deve essere considerata e che sommandosi trovano la loro stabilità in direzione longitudinale sul punto fisso corrispondente.
Un'altra importante verifica che deve essere condotta, in particolare quando in presenza di altezze notevoli (mediamente sopra i 25÷30 m) è la deformazione dei montanti della stilata sotto l'azione del vento frontale, spesso non indifferente anche se agente su parete controventata.
Una deformazione eccessiva, facilmente valutabile potrebbe innescare problemi del II^ ordine.
Infine, a livello di connessioni fra travi ponte e stilata, un collegamento con perni a *"cerniera reale"* è sicuramente molto raccomandata, così come alla base con le fondazioni. Questo permette di recuperare senza danno, inevitabili errori di tracciamento a livello delle fondazioni (riscontrate talvolta con valori vicine al metro); il pendolamento eventuale di qualche grado non altera le reazioni alla base né l'assetto globale funzionale, mentre la modesta componente orizzontale che ne consegue si trasferisce, attraverso le briglie inferiori della catena di ponti, al punto fisso.
2.1.3.3 "Alcune considerazioni generali tratte dal presente caso":
Come sempre più spesso succede durante lo sviluppo non solo di questa tipologia di impianti, l'informazione sui dati complementari (impianti accessori) arrivano alla spicciolata; le cautele risultano sempre per difetto, dovendo rincorrere e aggiustare via via l'ingegneria di dettaglio eseguita.
È proprio il caso che si sta proponendo; riferendosi alla Figura 3, in fase esecutiva un aumento del numero di passerelle elettriche e tubazioni di servizio sarebbe ancora stato accettabile. L'aggiunta in fase avanzata del tubo di depolveramento (diametro 700 mm con cenere) con un carico caratteristico di progetto di 900 kg/m, in più eccentrico rispetto l'asse della struttura, ha generato un aumento del carico globale verticale di oltre il 30% e un aumento dell'azione del vento valutabile in 15%, il tutto a carico di una struttura (cassone reticolare di 2100x1250 mm) normalmente esile e poco adatta.
L'avanzamento dell'ingegneria non ha permesso di modificare la scelta strutturale, ovvero l'utilizzo di una galleria in luogo della trave-ponte. Ciò ha portato a una sostanziale modifica delle sezioni di buona parte dei componenti strutturali necessari per rispettare non solo i limiti di sicurezza, ma soprattutto quelli di deformazione in entrambi i piani controventati verticali e orizzontali, comportando un aumento piuttosto notevole del peso.
Una lezione che emerge da questo esempio; anche in considerazione del tracciato in elevazioni con altezze elevate (molto oltre i 20 m), la previsione di una struttura a *"galleria"* sarebbe stata la scelta raccomandabile; un cassone reticolare di 3200x3200 mm ha una valenza inerziale estremamente più elevata consentendo, sicuramente sia in corso di progettazione ed esecuzione/montaggio, ma anche nell'esercizio futuro dell'impianto la possibilità di assumere altri carichi accessori con poco dispendio di forze.
L'aggravio di peso finale della semplice struttura è quasi inesistete o molto limitato, se confrontato ai benefici dati da una struttura più consistente, più rigida e non ultimo più conformante anche in fase di esercizio e manutenzione.
Un ulteriore aspetto; la sicurezza: si pensi a una manutenzione di tubi e passerelle elettriche in esercizio che costringono operatori, pur abituati a lavorare a 40 m di altezza; ma da non sottovalutare il senso di disagio che *"persone normali"*si trovano costrette a percorrere magari in emergenza 150 o 200 m a queste altezze su passerelle di 800 mm di larghezza con parapetto di 1.10 m di altezza

su strutture che, pur progettate nel rispetto dei limiti normativi imposti, risultano estremamente deformabili in entrambi i piani principali.

ANALISI DELLE AZIONI ALLA BASE DELLA STILATA

Azioni verticali globali ponte nastro: 30 kN/m
Peso proprio stilata: 8.5 kN/m
Interasse stilate = 24.0 m
Azione orizzontale ponte @ 45.0 m 1.75 kN/m²
Azione orizzontale stilata @ 20.0 m 1.20 kN/m² (medoi)
Si analizzano le reazioni caratteristiche alla base:
Carichi verticali
Ponte nastro: 30*24.0 ≈ 720 kN – Stilata: 43*8.5 ≈ 370 kN
- $R_{(SX)}$ ≈ 35%*720 + 40%*370 = 252+148= 400 kN
- $R_{(DX)}$ ≈ 65%*720 + 60%*370 = 468+222= 690 kN
- 35%*30*24.0=468 kN

Azione del vento:
q_w@44.0 m =1.75kN/m² q_w@20.0 m =1. 75kN/m²
c_v-ponte: 2.2 - c_v-stilata 2.0 @montante
Ponte nastro: 3.0*1.75*2.2*24=24.0 ≈ 280 kN @ 44.5 m
Stilata: 2.0*0.85*1.20*2.0*43 ≈ 180 kN @ 20.0 m
- Taglio globale Vx ≈ 280+180 = 460 kN
- Momento globale M ≈ 280*44.5+180*20.0 ≈16000 kNm
- Reazioni alla base $R_{(SX)}$ = -$R_{(SX)}$ = ± 16000/11.2 ≈1430 kN

Fig. 5. Incidenza globale carichi

3 “PIPE CONVEYOR” UN CASO PARADIGMATICO

L’impianto che stiamo analizzando permette, nell’ambito della movimentazione, di proporre un particolare sistema di convogliatore a nastro, proposto e brevettato negli anni ’80 dalla società giapponese Bridgestone, licenziataria per circa un ventennio attraverso le proprie rappresentanti nel mondo. Nel presente caso il Cliente ha deciso di utilizzarlo per la parte di impianto dalla ripresa dai sili all’alimentazione del EAF (forno).

3.1.1 – Una introduzione al “Pipe Conveyor”

Trattasi di un normale convogliatore a nastro nelle sue componenti essenziali di coda, testata di scarico e di tutti i componenti di tensionamento relativi.

L’aspetto interessante che lo caratterizza è quello che, una volta completato il carico del materiale e lo scarico in testa, attraverso sistemi meccanici e di controllo elettro-strumentale su tratti di lunghezza prestabiliti in funzioni delle dimensioni e caratteristiche del tappeto, relativamente semplici (oggetto del brevetto iniziale), sia la parte superiore di trasporto del materiale, che il ramo di ritorno inferiore vengono *“chiuse a tubo”* permettendo una serie di importanti vantaggi, ossia

- la possibilità di aumentare la pendenza del trasportatore, favorita da un contenimento/compattamento del prodotto, anziché la sua permanenza adagiata sul tappeto
- la riduzione della sezione corrente in termini di spazio laterale
- l’accresciuto rispetto ambientale, con l’eliminazione di cappottature onerose
- la progettazione con curve non solo nel piano verticale ma anche in quello orizzontale, con un andamento *“a biscia”*, cosa che permette un migliore adattamento alle necessità impiantistiche e del terreno e quindi, l’eliminazione di strutture di trasferimento (torri), maggior numero di motorizzazioni e accessori che sarebbero necessari nel caso di uno spezzettamento del percorso eseguito con una serie di convogliatori planimetricamente solo rettilinei.

La standardizzazione prevede diametri nominali di tubo da 250 mm a 700 mm; la velocità pari a quella dei normali trasportatori, funzione delle esigenze del prodotto. La figura 6 mostra due esempi di realizzazioni, con esecuzione in elevazione, già progettate nel corso degli anni dallo scrivente, le

cui sezioni indicano le principali dimensioni geometrico- funzionali; i raggi indicati sono quelli nel piano orizzontale.

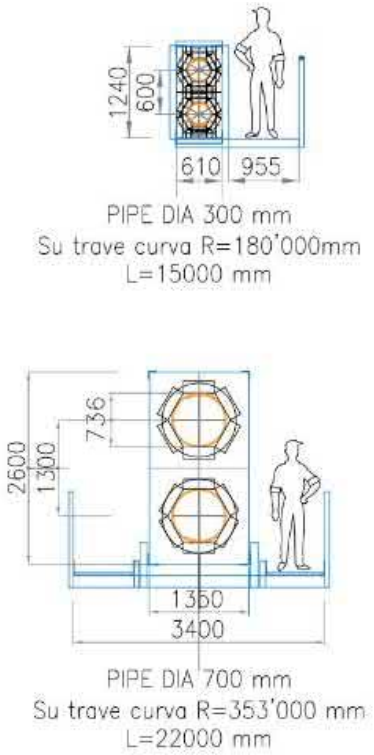


Fig. 6. Esempi Pipe Conveyor

Da un punto di vista statico-funzionale la realizzazione prevede una serie di setti di lamiera a passo adeguato alla dimensione del nastro su cui sono montati i rulli di andata e ritorno, 6 per ogni ramo (sestine); una gabbia con briglie in angolari e controventi leggeri completa l'assetto base.
Possono essere montati a terra con tronchi modulari e interasse appoggi fino a circa 6.0÷7.0 m oppure in elevazione su stilate; in questo caso si formano vere e proprie travi autoportanti ove le briglie sono composte da angolari e le membrature di parete, sia verticali che orizzontali, composte da diagonali in angolare che si integrano con le lamiere dei setti. Sul filo inferiore le passerelle di servizio e manutenzione sono connesse alle briglie inferiori.
Altre utili informazioni di carattere generale:
La tipologia del tappeto è particolare e prevede una specifica carcassa che permette un corretto avvolgimento trasversale adatto alla formazione del tubo, sia nel caso con anima tessile che in acciaio (steel-chord).
Il passo delle stazioni a rulli varia da 1200 a 2200 mm in funzione del diametro del "Pipe" e della tipologia del tappeto.
Con l'assetto in elevazione con passerelle di servizio, si raccomanda di prestare particolare attenzione al dimensionamento di briglie sollecitate nei piani di controvento sia verticale che orizzontale ove l'azione eccentrica della passerella, l'azione del vento e la deformazione rappresentano elementi estremamente sensibili in particolare per i pipe di dimetro minore.

I limiti delle luci dei "Pipe" in elevazione sono quelle indicate in Figura 6.

3.1.2 – Il caso specifico – Criteri progettuali

Il tema affrontato è stato quello di alimentare il forno "EAF" con un convogliatore a nastro che riprendesse il prodotto DRI dai due sili di stoccaggio.

Il percorso prevede un tratto planimetrico parallelo all'allineamento sili di una lunghezza di circa 400 m, per piegare poi con un angolo di ≈ 12° in senso orario e centrare l'alimentazione del forno a una distanza di ≈ 160 m .

Una torre di trasferimento di scambio con due convogliatori indipendenti ed un'angolazione così stretta, sarebbe stata in termini dimensionali piuttosto impegnativa, con la presenza di due impalcati tecnologici per arrivo e partenza nastri oltre la copertura e le relative strutture per il tensionamento; ulteriormente onerosa dovendo prevedere una doppia motorizzazione.

Per questo motivo la scelta da un punto di vista funzionale è stata prevista con un *"pipe conveyor"*.

Un altro vincolo imposto dall'utilizzatore finale è la tipologia di scarico all'alimentazione del EAF (frequente in questo tipo di impianti); la struttura del forno e il relativo piano di arrivo sono calcolati per sopportare solo carichi verticali senza componenti orizzontali apprezzabili.

Sulla base di questi vincoli, il tema da risolvere sotto l'aspetto strutturale è stato quello di razionalizzare la caratteristica geometrica della struttura del trasportatore nelle sue porzioni meccaniche a terra e successivamente con le strutture in elevazione.

Razionalizzazione che si esplica fondamentalmente nel ricercare, per questa tipologia strutturale, il maggior numero di *"pezzi uguali"* (marche di montaggio) che avvantaggiano, progettazione di dettaglio, esecuzione di officina, imballo, trasporto e soprattutto montaggio.

Relativamente alla porzione del convogliatore a terra, è raccomandabile che l'interasse degli appoggi dei telai sia sempre regolare e alla medesima distanza; questo rende il tracciamento delle fondazioni semplice evitando possibili errori; frequenti interassi diversi fra loro provocano viceversa difficoltà di costruzione e montaggio.

3.1.3 – La soluzione adottata

Dati di progetto della linea di ripresa al EAF

- Portata di progetto 560 t/h
- Larghezza nastro B = 60" – Tipologia Pipe Conveyor
- Lunghezza L ≈ 560.0 m – Tratto a terra L_T ≈ 186.0 m – Tratto in elevazione L_T ≈ 374.0 m
- Velocità v = 1.0 m/sec
- Tiro nastri in testata di scarico T1+T2 = 25.0+10.0 = 35.0 t ≈ 350 kN

La prima scelta è stata quella di chiudere il tappeto di ritorno subito in coda per evitare gli inevitabili spillamenti (dispersione polvere) del ramo di ritorno; lasciarlo aperto nella zona di carico fra i due sili e chiudere il ramo portante di andata a valle del punto di carico del secondo silo; ne consegue:

- *Parte a terra di lunghezza L_T ≈ 186.0 m* costituita da
  Porzione di coda e tensionamento e chiusura ramo inferiore: ≈ 16.0 m
  Nastro con ramo aperto superiore per carico da sili e ramo chiuso inferiore: ≈ 50.5 m
  Porzione chiusura ramo superiore: ≈ 11.5 m
  Pipe conveyor a terra chiuso: ≈ 72.0 m
  Curva verticale di transizione per parte in elevazione: ≈ 36.0 m

La sezione prima della chiusura del tratto superiore (66.50 m), il trasportatore a nastro è un tipico di larghezza 60" (1524 mm) con stazioni superiori a rulli con passo 1200 mm e passo dei telai di appoggio a terra di 3600 mm; il passo dei setti delle sestine (rulli) superiori e inferiori del *"pipe chiuso"* è nel presente caso di 1800 mm nei tratti rettilinei e 1500 mm in corrispondenza delle curve sia verticali che orizzontali.

Come conseguenza, razionalizzando gli appoggi con interassi costanti per quasi tutta la lunghezza di 186.0 m a passo 3600 mm, la figura 7 mostra la modularità del "pipe" a terra una volta chiuso.

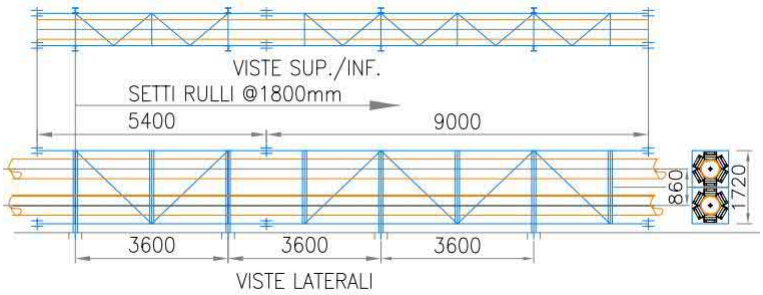


Fig. 7. Tratto a terra chiuso Pipe Conveyor

Costituito da due moduli che inseguono di 9000+5400=14400 mm e passo telai di appoggio sempre di 3600 mm .
La parte a terra termina con la curva verticale di transizione composta da 5 moduli speciali di lunghezza 6.0 m compatibili con intervalli pannelli con passo 1500 mm .

- *Parte in elevazione di lunghezza $L_T \approx 374.0$ m* con una pendenza nel piano verticale costante di 7.71° costituita da:

Tratto rettilineo L ≈ 185.0 m–Curva orizzontale L≈68.0 m–Tratto rettilineo L ≈ 121.0 m
La Figura 8 mostra il tratto in elevazione e i relativi vincoli impiantistici progettuali:

- Tiro nastri a carico delle strutture del fornitore
- Gruppi scale (vie di fuga) minori di 100 m.

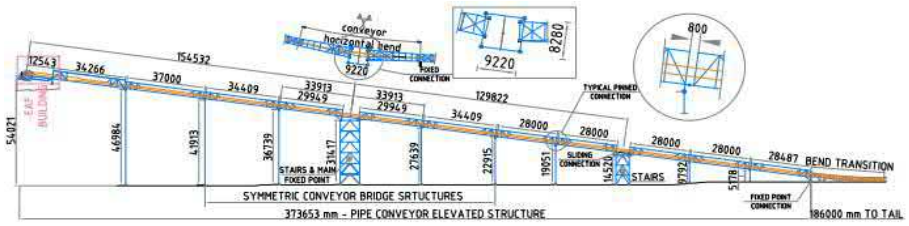


Fig. 8. Tratto su Galleria in elevazione

Si è impostata una progettazione con la ricerca di strutture ripetitive, nella zona della curva orizzontale fra loro simmetriche, atte a minimizzare i costi di progettazione (strutturale e dettaglio) costruzione trasporto e montaggio, riassunta dal punto di vista geometrico con i criteri seguenti:

- sezioni di strutture ponte con la tipologia *"galleria"* come in Figura 9, con luci di calcolo di circa 30.0÷35.0 m che rappresentano il migliore rapporto *prestazione/peso*
- progettazione impostata partendo dall'asse bisettrice della porzione di curva orizzontale, fissando su questa bisettrice la torre punto fisso centrale e ricercando il maggior numero di elementi di galleria geometricamente fra loro simmetrici e compatibili con i moduli del *"pipe"*; lo schema di Figura 8 mostra la simmetria delle gallerie rispetto al punto fisso per una lunghezza di circa 137. m pari al 37% dello sviluppo della linea nastri.
- ricerca, alla partenza del tratto in elevazione, di cinque tronchi di galleria *"geometricamente uguali"* di 28.8 m, per una lunghezza di circa 144.0 m pari al 39% dello sviluppo linea e compatibili con il modulo del "pipe" (14.4. m).

le restanti due gallerie terminali di lunghezza (37.0 e 34.27 m) definite dallo spazio disponibile del lay-out.

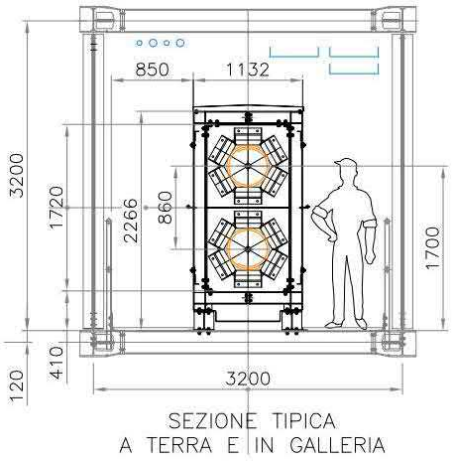


Fig. 9. Sezione "Pipe Conveyor" a terra e in galleria

La progettazione statica per la linea nastro prevede:

- n.8 gallerie a sezione costante BxH=3.20 m x 3.20 m reticolari su 2 piani verticali e 2 piani orizzontali, con campi modulari centrali di 3.0 m adattabili simmetricamente agli appoggi con campate speciali [es. L=28.0 m 2x2.0+8x3.0] .
- n. 2 gallerie simmetriche speciali pseudo trapezioidali di L= 29.95 m , asimmetriche in larghezza variabile 3.2÷4.6 m e altezza 3.20 m per contenere il tratto in curva orizzontale del pipe e simmetriche rispetto la torre punto fisso.
- n. 1 galleria speciale (l'ultima) trapezioidale in pianta di L= 34.3 m, simmetrica in larghezza variabile 3.2÷4.5 m e altezza 4.0 m , per contenere il tratto di transizione e apertura *"pipe-nastro a conca"*
- n. 1 piano si arrivo per l'alloggiamento della testata di scarico, vincolato con perni alla ultima galleria e appoggio libero longitudinalmente su impalcato dell'edificio EAF.
- Il punto fisso, struttura di altezza 31.4 m, dimensione in pianta 9.22 x 8.28 m è regolare con interasse piani a 5.30 m, controventata sulle pareti e colonne a croce; ad esso è affidata la stabilità globale in senso longitudinale del 78% della linea gallerie nastri e stilate, ed è dimensionato per assorbire, oltre ai relativamente modesti carichi verticali, le azioni orizzontali agenti, vento (sisma meno significativo), l'azione del tiro nastro e lo sbilanciamento torsionale (assorbito dalle pareti tralicciate perimetrali) delle azioni agenti con direttrici fra loro angolate di 6.6°.
  Importante la verifica della deformabilità 31.4 m contenuta in H/500 compatibile con la funzionalità dello scarico del prodotto nel forno.
- N. 8 stilate reticolari pendolari di altezza variabile 5.2÷47.0 con cerniere a perni in testa e alla base con le fondazioni.
- N. 1 gruppo scale intermedio di servizio.

Riepilogo dei principali carichi di progetto agenti:

Si ritiene utile fornire, in Figura 10, a titolo esemplificativo, la tabella dei principali carichi verticali utilizzati per il dimensionamento preliminare e la verifica finale delle strutture relative al sistema *"Pipe Conveyor"*.

A livello 31.7 m della torre punto fisso punto saranno da imputare le seguenti azioni orizzontali, oltre a quelle agenti sulla torre:
Completare qualche indicazione sul peso a mc delle torri e delle stilate a ml per il pre-dimensionamento
Tiro del nastro: T_{tot} = 350 kN
Le azioni orizzontali del vento (si ricorda il sisma meno importante) valutate come sotto:

- quelle ortogonali, su ponti e stilate con il criterio esposto al precedente punto 2.1.3.2 con riferimento alla Figura 5
- quelle longitudinali considerando il vento frontale agente sui due tratti di gallerie e stilate a valle e a monte del punto fisso, aggiungendo il vento di trascinamento a carico di detti tronchi agente su un perimetro ideale delle gallerie: nel presente caso si forniscono sempre a titolo esemplificativo i valori, del presente progetto:

  Vento frontale gallerie: 450. kN
  Vento frontale stilate: 550. kN
  Vento trascinamento: 460. kN
  } Complessivamente: 1460 kN

Carichi verticali Pipe Conveyor		
	tratti rettilinei	tratti curva
	daN/m	daN/m
struttura	180	210
meccanica	300	370
protezioni	220	220
materiale	150	150
Totale:	**850**	**950**
Azioni verticali Gallerie		
	tratti rettilinei	curva/spec
	daN/m	daN/m
peso proprio	1300	1500
passerelle	250	400
pipe conveyor	850	950
impianti	300	300
accident	300	350
Totale:	**3000**	**3500**

Fig. 10. Principali carchi verticali

Alcune utili informazioni a completamento: Pesi strutturali complessivi – Incidenze strutturali

- Strutture correnti Pipe Conveyor: 295.0 t [incidenza peso medio struttura: ~ 530 kg/m]
- Ponti galleria: 395.0 t [incidenza peso medio struttura: ~ 1050 kg/m]
- Stilate pendolari: 235.0 t [incidenza peso medio su lunghezza struttura: ~ 630 kg/m]
- N. 2 Torri punto fisso e scale: 2650 m^3 - 180.0 t [incidenza peso medio/volume ~ 68 kg/m^3]

Per un totale complessivo di 1105.0 t

BIBLIOGRAFIA

[1] "ISO-International Organization for Standardisation-5048", Calcolo della potenza del nastro trasprtatore
[2] "EN 620 - 2022", Requisiti tecnici e di sicurezza per i trasportatori a nastro fissi destinati al trasporto continuo di materiali sfusi
[3] "CEMA (Conveyor Equipment Manufacturers Association)", Bulk Belt Conveyors ANSI/CEMA Standard Standard No.502 – Conveyors design and belt tension calculations
[4] "GUIDA PRATICA DLLE COSTRUZIONI IN ACCIAIO – Dal predimensionamento ai dettagli costruttivi, Sergio Foa – Hoepli 2021

[*] Norme utilizzate per calcolo e verifiche strutturali
- AISC 360-16;
- ASCE/SEI 7-16;
- AISC Steel Construction Manual (15th Edition);
- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR VIENTO – MEXICO 2020;
- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR SISMO – MEXICO 2015;

PAROLE CHIAVE

Strutture di sostegno per impianti, Nastri trasportatori, Pipe Conveyor, Vagli, Torri trasferimento

PROGETTAZIONE E DIMENSIONAMENTO DI SILI DI GRANDI DIMENSIONI – UN CASO PARADIGMATICO

DESIGN AND SIZING OF LARGE SILOS – A PARADIGMATIC CASE

Sergio Foa
Consulente Impianti e Strutture in Acciaio
sergio.foa@bluewin.ch

Ottavio Casagrande
Technical Manager
TENOVA SpA,
Material Handling
ottavio.casagrande@te-nova.com

Andrea Morbio,
Riccardo De Col
DCRPROGETTI Srl,
Milano
a.morbio@dcrprogetti.it
r.decol@dcrprogetti.it

ABSTRACT

The design of "large silos" represents a significant challenge in the bulk material storage and reclaiming sector, requiring a multidisciplinary approach as well as knowledge of feeding, distribution, and extraction equipment.
This paper provides an example of how the final solution can change throughout the project's development to follow the storage needs or in accordance with the construction phases progress.
Focusing on the "silo" element, and once the final capacity of the product to be stored had been defined, the final structural solution was refined with different solutions during the project's execution phase, due to the need to maintain the silo container design according to the work schedule.
The silo's support structure, initially of concrete structure, was modified to a steel one, initially provided by a third-party design, and finally designed and built with a solution that involved an integrated design of the silo with its supporting structure.
For several reasons, the final solution was chosen as a "hybrid one", with two partially independent structures, although in the authors' opinion it would still have been possible to rewind the project with a more rational proposal for both construction and assembly.
This paper analyses the various phases, from the initial pre-design to the final one, focusing on the importance on the structural schemes, the preliminary structural main members determination, subsequently verified according to the requirements of DIN EN 1993-4-6 (actions on Silos) and a final FEM analysis conducted using the SAP2000 program (Please refer to the Part 2).
The comparison between the "hybrid" solution and the "integrated" one that could be proposed, involving both support structure and the silo, deserves, for the sake of completeness, to be analysed as a corollary to this paper.

SOMMARIO

La progettazione dei “Sili di grandi dimensioni” rappresenta una sfida di grande rilievo nel settore della messa a parco e ripresa dei materiali sfusi, che richiede un approccio multidisciplinare e la conoscenza delle apparecchiature di alimentazione distribuzione ed estrazione.
La presente memoria rappresenta un esempio di come la soluzione definitiva può mutare lungo lo sviluppo del progetto per tenere conto delle esigenze di stoccaggio o in funzione dello sviluppo delle fasi di realizzazione.
Focalizzandosi sull’elemento “Silo”, definite le capacità finali del prodotto da mettere a parco, l’affinamento della soluzione strutturale definitiva si è sviluppata con soluzioni diverse durante la fase esecutiva del progetto, per la necessità di non interrompere la progettazione del “contenitore silo”, dovuta all’agenda temporale dei lavori.
La struttura di sostegno del silo, inizialmente in calcestruzzo è stata modificata con una tipologia su struttura in acciaio con progetto eseguito da parte terza, infine progettata ed eseguita con una soluzione che prevede una progettazione integrata del silo con la relativa struttura di sostegno.
Per più di un motivo, la soluzione finale è stata scelta di tipo “ibrido”, ovvero con due strutture fra loro parzialmente indipendenti, pur se a parere degli scriventi sarebbe stato ancora possibile rielaborare il progetto con una proposta più razionale sia di costruzione che di montaggio.
Il contributo che si propone analizza le varie fasi dal pre-progetto iniziale a quello definitivo, mettendo il focus sull’importanza della scelta degli schemi, del dimensionamento preliminare, verificato successivamente da quanto prescritto dalle DIN EN 1993-4-6 (azioni sui sili) e da una finale verifica FEM condotta con l’utilizzo del programma SAP2000 (Vedi Parte 2).
Il raffronto fra la soluzione “ibrida” eseguita e quella “integrata” che si poteva proporre, fra struttura di sostegno e silo merita, per completezza di essere analizzata come corollario della presente memoria.

1 IL PRODOTTO DA INSILARE

1.1 - Descrizione del prodotto

Il preridotto o DRI – acronimo di *Direct Reduced Iron*, è un modo alternativo di produrre ferro, ed è stato sviluppato per superare le difficoltà degli altiforni convenzionali.
La produzione di DRI utilizza la tecnologia del gas naturale o idrogeno (invece del carbone) per rimuovere l'ossigeno e crea ferro spugnoso che viene poi fuso in forni ad arco elettrico (EAF); tale produzione è oggi utilizzata con successo in varie parti del mondo.
Questo permette di ridurre drasticamente le emissioni di CO_2 , migliorando quindi la qualità dell'aria, e nel caso di alimentazione con idrogeno, se ottenuto da fonti rinnovabili, il prodotto prende il nome di *"acciaio verde"*.
Ulteriori guadagni di energia si possono ottenere se il materiale caldo viene immediatamente trasferito all’operazione di fusione nel EAF.

1.2 - Come funziona il processo DRI

Le materie prime: sono pellet di ferro (Irone Ore)
Processo di riduzione: I pellet vengono riscaldati in un reattore verticale e trattati con un gas riducente, generalmente composto da monossido di carbonio (CO) e idrogeno (H_2)
La Reazione Chimica: L'H_2 e il CO rimuovono l'ossigeno dal minerale, trasformandolo in ferro metallico (DRI), senza fonderlo completamente.
Il preridotto (DRI) caldo: può essere trasferito direttamente in un forno ad arco elettrico (EAF) per la fusione; nel presente caso il prodotto viene trasferito alla messa a parco con l’impiego di convogliatori a nastro, ossia ai sili di stoccaggio che formano l’oggetto della presente memoria.

Vantaggi rispetto agli altiforni tradizionali:

- Minori Emissioni ottenute riducendo le emissioni di CO_2 fino al 95% se con idrogeno verde, rispetto al tradizionale uso di coke negli altiforni.
- Qualità dell'Aria con l'eliminazione di polveri, ossidi e altre sostanze nocive associate alla combustione del carbone.
- Efficienza Energetica che sfrutta il calore del DRI, abbassando i costi di fusione nell'EAF.
- Flessibilità con utilizzo di gas naturale o idrogeno verde rendendolo *"carbon free"*.
- Disponibilità per l'utilizzo di minerale di ferro di alta qualità, specifico per il processo.

1.3 - Caratteristiche fisico-chimiche

Aspetti generali del preridotto DRI:

- All'aspetto si presenta come un materiale metallico grigio, simile a una spugna, con una consistenza friabile quando in sferette, ma che può essere compattata in bricchetti.
- Ha un elevato contenuto di ferro (circa 90-94%), superiore a quello della ghisa.
- La riduzione avviene senza fusione, creando una struttura porosa (da cui il nome "spugna di ferro").
- È più leggero del ferro tradizionale a causa della sua porosità, ma può essere agglomerato.
- Essendo un materiale altamente ridotto, il DRI ha la tendenza a riossidarsi, cosa che comporta una reazione esotermica. Pertanto, senza l'adozione di adeguate precauzioni nella manipolazione nel trasporto e nello stoccaggio, può esistere il rischio di autoriscaldamento e incendi. Per questo motivo nei sistemi di stoccaggio, come nel caso in esame, sono necessari sistemi di inertizzazione all'interno del silo di stoccaggio.
- Il peso specifico in mucchio ha un valore medio di circa 1.500- 2.000 kg/m³



Fig. 1. Come si presenta il prodotto DRI

2 L'IMPIANTO - ANALISI

Nella maggior parte degli impianti, la conoscenza delle caratteristiche planimetriche e funzionali del progetto sono nella fase iniziale poco definite nel dettaglio, in quanto suscettibili di importanti modifiche derivanti dall'iniziale ignoranza dell'assetto definitivo dell'area.
Nel tempo queste caratteristiche vengono progressivamente aggiornate quando tutte le esigenze distributive (strade, impianti fognari idraulici elettrici principalmente sotterranei e non solo) trovano la loro migliore collocazione.
Inizialmente sono individuate solo macroaree; sono quelle relative alla sezione *"produttiva"* e di *"stoccaggio e ripresa"*.
Nel caso specifico era nota l'area di produzione (reattore di produzione DRI) e, grosso modo l'area di stoccaggio del prodotto.
La capacità globale di stoccaggio in fase iniziale non ancora stabilita nel dettaglio; di questa era sicuramente stata definita la caratteristica ossia la presenza di più sili di grande capacità.

L'utilizzo di serbatoi di stoccaggio, determinato dalle caratteristiche specifiche chimico-fisiche che necessita di trovarsi in ambiente chiuso e inertizzato.
Dal punto di vista della movimentazione del prodotto, una particolare cautela deve essere prevista per evitarne il danneggiamento delle particelle costituenti, ciò al fine di evitare urti che produrrebbero aumento di indesiderate parti fini, cosa che si ottiene diminuendo la velocità dei nastri trasportatori, a scapito di una maggiore larghezza del tappeto (macchine più costose) e studiando accuratamene il flusso del prodotto nei punti di trasferimento fra i trasportatori.
La necessità di non compromettere l'integrità del prodotto è stata attentamente studiata soprattutto nella fase di alimentazione dei sili di stoccaggio; ottenuto inserendo allo scarico uno scivolo verticale, appeso all'anello di copertura del silo, che prevedendo un sistema di scatole contrapposte (stone boxes) permettono di fatto un trasferimento del DRI limitandone la caduta finale.
Questo elemento, denominato *"pendolone"* risulta di fatto appeso alla copertura del silo quindi suscettibile di potersi grossolanamente adattare nel tempo, durante le fasi di riempimento e svuotamento del silo, tenuto conto che qualsiasi sistema connesso più o meno rigidamente alla struttura di copertura avrebbe indotto sullo stesso spinte soprattutto orizzontali, difficilmente calcolabili.

3 IL PROGETTO DEL SILO – DATI – SCELTA STRUTTURALE - ITER

Il tema affrontato dai progettisti è stato caratterizzato dalla necessità di attivare subito la scelta strutturale e il relativo dimensionamento preliminare di un singolo silo, parte di una serie di serbatoi, in numero non ancora definito nella fase iniziale della progettazione.
L'impianto all'interno del quale sono inseriti i sili di stoccaggio, oggetto della presente memoria è sito nella R.F. di Germania – Land Bassa Sassonia – in località Salzgitter.
Le norme di riferimento relative alle condizioni ambientali (vento) sono quelle previste dal codice DIN EN 1991-1 e relativi annessi Nazionali.
L'area non è classificata sismica.

3.1 Dati iniziali

Il lay-out generale prevedeva l'utilizzo di sili di diametro 24.00 m per un volume netto di prodotto insilato pari a 6250 m^3 circa.
Le caratteristiche fisiche del DRI fornite nella fase iniziale erano le seguenti:

- Peso specifico in mucchio: 1600 kg/m^3
- Angolo di attrito: 30°÷35°
- Distribuzione granulometrica:

> 16. 0 mm	2%
16.0÷12.7 mm	25%
12.7÷9.5 mm	43%
9.5÷6.4 mm	15%
6.4÷3.2 mm	13%
< 3.2 mm	2%

- Temperatura in uscita dal Reattore 60 °C

Con i valori di cui sopra si è proceduto a un primo dimensionamento preliminare delle strutture principali dei sili
In fase di progettazione, in seguito alle richieste cautelative del Consulente del Cliente, che per la norma della R.F. di Germania deve validare il progetto, il valore del peso specifico sarà modificato a ~ 2100 kg/m^3 con angoli di attrito in mucchio variabili rispettivamente fra 27° e 35°, tali da meglio

valutare le azioni sulle pareti del guscio dovute alla spinta del materiale nelle fasi di riempimento e/o svuotamento.
Sempre in una prima fase, i sili previsti con appoggio su strutture in calcestruzzo e interfaccia alla el. 16.80 m sono stati modificati con appoggio su struttura metallica, portando poi alla soluzione finale eseguita.

3.2 Scelta strutturale

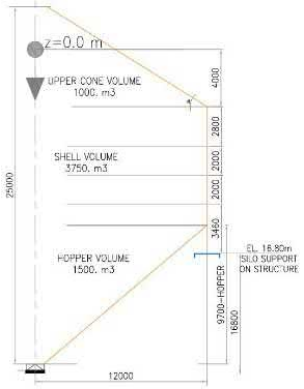


Fig. 2. Sagoma volume materiale insilato

Il lay-out generale prevedeva l'utilizzo di sili di diametro 24.00 m per un volume netto singolo di circa 6500 m^3/silo, come mostrato in Fig. 2. Le dimensioni geometriche scelte dai progettisti generali dell'opera rappresentano un limite superiore per stoccaggio di questo tipo e prodotto, tenuto conto che nella normalità, di impianti di stoccaggio DRI, le caratteristiche dimensionali sono caratterizzate da diametri variabili fra i 15.0 e i 20.0 m circa.
Con questa impronta planimetrica *(un diametro 24.0 m permette di contenere agevolmente un campo regolamentare da tennis con tribune)* si sono dovuti rielaborare i tradizionali criteri per quanto riguarda il sostegno delle apparecchiature di alimentazione, rappresentate da penthouses di dimensioni planimetriche di 7.0 x 12.0 m circa e altezze complessive dell'ordine dei 16.0 m.
Dimensioni ridotte delle penthouses considerando l'estensione di una pianta del diametro di 24.0 m.
I tradizionali sistemi di appoggio delle penthouses sopra i sili prevedono, nel caso di elementi di dimensioni fra i 15.0 e i 20.0 m la presenza di una copertura semi-piana con graticcio di travi posizionate in corrispondenza delle colonne della penthouse.
Una simile configurazione, con diametro di 24.00 si è dimostrata difficilmente perseguibile.
Altre ipotesi analizzate in letteratura, che prevedono strutture esterne al silo, oltre che poco convincenti da un punto di vista logico-statico, sarebbero state estremamente onerose in peso, quindi in costo.
Come conseguenza la scelta è caduta sulla creazione di una copertura a cupola, composta da meridiani e paralleli, posti geometricamente in funzione dell'impronta delle colonne delle penthouses di alimentazione e posizionati in modo da raccogliere le colonne delle strutture.
Sfruttando questa tipologia, è stato possibile coniugare una soluzione staticamente efficace, meno onerosa in peso e costo, oltre a ottenere un gradevole espetto estetico non indifferente per un impianto di questa importanza.
La Fig. 3 mostra lo schema dell'impianto di alimentazione del DRI nei sili di stoccaggio, congruente con la soluzione finale stabilita dal Cliente.

Sono presenti due sili di eguali capacità, con la possibilità futura di estensione con altri sili in serie. Un convogliatore a nastro scarica il prodotto proveniente dal reattore attraverso una serie di nastri trasportatori, direttamente nel silo di sinistra (Silo 1), o alternativamente attraverso una portella distributrice e un altro convogliatore, nel silo di destra (Silo 2).
Le strutture a corredo del sistema di alimentazione e connesse ai sili di stoccaggio sono:

- la torre "TT-24.1" di trasferimento posta sopra il Silo 1
- la galleria di collegamento con la torre TT-24.2" di trasferimento posta sopra il Silo 2
- il gruppo scale/montacarichi di accesso alle torri tecnologiche TT-24-1 e TT-24-2, connesso solo nella sua direzione normale al Silo 1 alle el. 18.70 m e 27.00 m con vincoli necessari a garantire, oltre alla stabilità globale in questa direzione, il trasferimento dei carichi orizzontali agenti (vento) alle strutture del Silo.

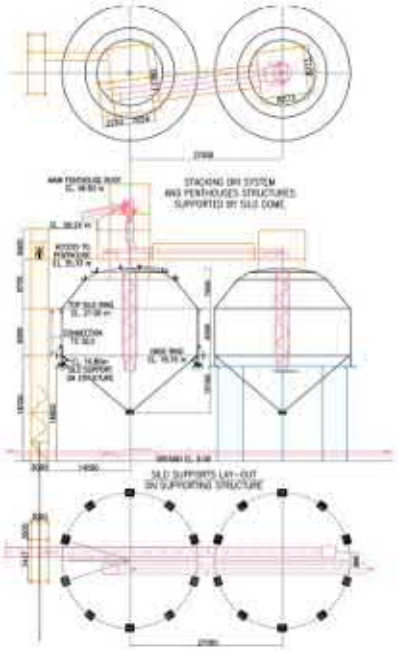


Fig. 3. Schema generale dell'impianto

3.3 Iter progettuale

Come nella quasi totalità dei casi, la progettazione degli elementi sensibili dell'impianto vanno progettati e dimensionati praticamente subito in modo da seguire la gerarchia delle realizzazioni in sito. Nel presente impianto gli elementi sensibili sono le strutture del cuore dell'impianto (il reattore) e il deposito del prodotto da stoccare (i sili).
La prima stesura del lay-out prevedeva un numero di sili ben più elevato (addirittura da 6 a 9) che dovevano essere sostenuti da una comune struttura in calcestruzzo. In questa ipotesi le strutture poste sui sili per l'alimentazione del prodotto erano più contenute e adeguate alle apparecchiature congruenti con uno scarico in continuo. Successivamente l'assetto finale rappresentato in Fig. 3 ha preso corpo, senza abbandonare comunque la possibilità primitiva.
La necessità di procedere alla progettazione definitiva dei sili ha portato a identificare la geometria della cupola di copertura, compatibile con entrambe le ipotesi.

Con il vincolo del silo su struttura in calcestruzzo, i vincoli fra silo e struttura di base sono stati definiti come illustrato in Fig. 4.

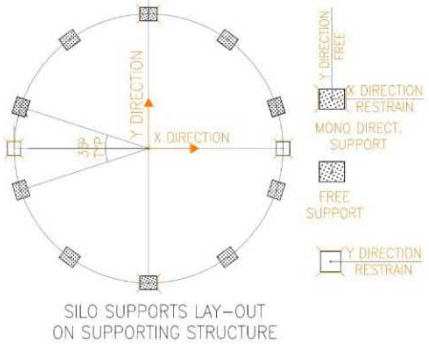


Fig. 4. Schema vincoli su struttura in calcestruzzo

Le azioni verticali trasmesse ad appoggi liberi orizzontalmente, mentre le azioni orizzontali affidate a pattini mono-direzionali rispettivamente nelle principali direzioni "X" e "Y".
La scelta di prevedere 10 appoggi equidistanti lungo la circonferenza è stata imposta da un compromesso fra lunghezza (7.6 m circa), altezza e peso dei singoli componenti strutturali, compatibili con i limiti di spedizione e trasporto, oltre che con il lay-out dei convogliatori di ripresa alla base dei sili.
Dopo circa 6 mesi, quando la progettazione di dettaglio era in fase avanzata, un primo ripensamento del Cliente ha prodotto una variante; la struttura di sostegno non sarebbe più stata realizzata in calcestruzzo, ma per motivi legati alla cronologia della realizzazione dell'impianto, prevista in acciaio con progettazione e fornitura della stessa a carico del Cliente.
Se lo schema di vincoli adottato per un appoggio silo-struttura in calcestruzzo era corretto, per un appoggio su struttura in acciaio è stato necessario analizzare una adeguata soluzione.
I progettisti della struttura di sostegno in acciaio ovviamente richiedevano i limiti di deformabilità, in particolare quella circonferenziale a livello dei capitelli, per poter procedere al dimensionamento.
In effetti lo schema adottato per il trasferimento delle azioni orizzontali non poteva più rimanere quello originale, in quanto l'anello di chiusura di un guscio reticolare, quale è ipotizzabile essere lo schema di una *"struttura di sostegno vuota"* non poteva competere in fatto di rigidezza con l'anello di chiusura di un silo; si concordò con i progettisti del Cliente che fosse necessario prevedere un collegamento *"appoggio a cerniera ideale"* fra i capitelli della struttura inferiore e le basi di appoggio del silo.
Questo assunto significava nei fatti che la stabilità globale dell'anello di testa della sottostruttura era di fatto assorbita dall'anello di base del silo.
Il problema statico e tecnico era stato risolto; rimaneva da risolvere quello burocratico, relativo alla mutua responsabilità dei progettisti.
A distanza di dieci mesi dall'inizio del progetto, con l'avanzamento della progettazione di dettaglio al 90%, l'assunto finale, ma anche più logico fu quello di affidare la progettazione completa della struttura di sostegno ai progettisti del silo.

3.4 Alcune considerazioni conclusive

Come si evince dalla gestazione di questo progetto emerge, come nella quasi totalità dei casi di natura impiantistica, la necessità di attivare le scelte progettuali per gli elementi sensibili fin dalle prime fasi, con successivi adeguamenti, varianti e modifiche di registro.

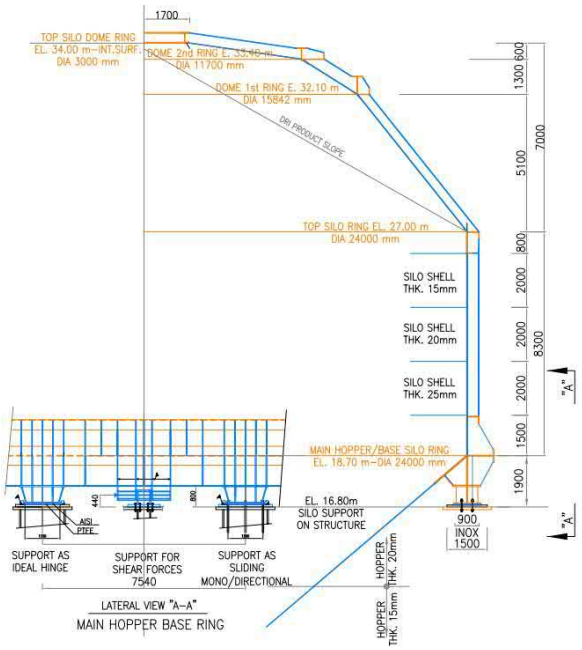


Fig. 5. Schema progetto definitivo del silo

Il risultato finale appare al progettista non sempre ottimale e convincente, se confrontato con una soluzione che si sarebbe potuta attuare qualora le condizioni al contorno fossero state tutte definite già nella fase iniziale del progetto. La soluzione realizzata è illustrata in Fig. 5 ove sono schematicamente e geometricamente indicati i principali elementi costruttivi che caratterizzano l'insieme strutturale; l'anello di base e collegamento con i capitelli della struttura di sostegno, la parte cilindrica, la cupola con i meridiani e paralleli che ne caratterizzano lo schema portante.
I dettagli di connessione con le strutture di sostegno sono indicati, seguendo via via le varie fasi di avanzamento della progettazione: dalla struttura su calcestruzzo con vincoli verticali liberi e vincoli mono-direzionali per le azioni orizzontali, successivamente modificati in cerniere ideali con l'eliminazione dei vincoli alle azioni orizzontali, una volta che la struttura di sostegno è stata modificata in acciaio. Una volta *"a bocce ferme"*, i progettisti hanno tentato di elaborare una revisione critica della soluzione finale, che interessava soprattutto la connessione fra silo e struttura di sostegno.
Se la scelta attuata nel caso di strutture fra loro indipendenti (silo-calcestruzzo) poteva avere una propria logica, nel caso di progettazione integrata perdeva in parte senso.
La Fig. 6 mostra una possibile soluzione elaborata dai progettisti ove la connessione fra i montanti della struttura di sostegno si integrava con l'anello di base del silo, costruttivamente più semplice; il trasferimento degli elevati carichi verticali fluiva in modo omogeneo evitando le concentrazioni di carico in corrispondenza dei capitelli, cosa che avrebbe reso anche la realizzazione meno impegnativa
Complessivamente le due alternative in termini di peso strutturale si dimostrarono equivalenti.
La decisione di mantenere la soluzione di base originale fu comunque presa dopo avere congiuntamente valutato lo stato di avanzamento delle strutture già in lavorazione in officina, la inalterabilità dei tempi di consegna e la necessità di salvaguardare quanto già prodotto dell'anello di base originale.

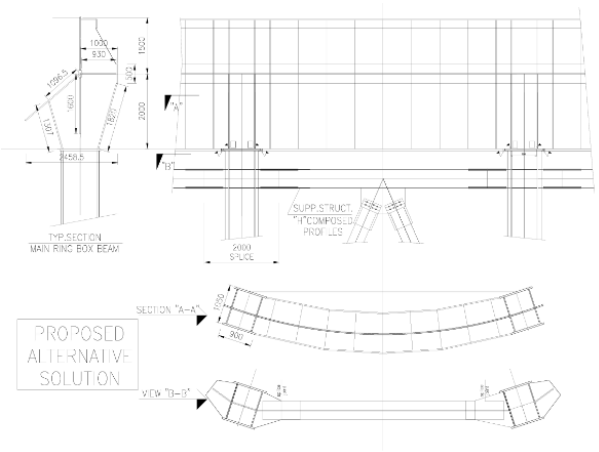


Fig. 6. Soluzione alternativa

4 L'ANALISI DEI CARICHI – STRUTTURE ACCESSORIE

Un progetto, in particolare una struttura di caratteristiche dimensionali notevoli, caratterizzata da carichi e condizioni al contorno importanti, necessita, a valle delle considerazioni precedentemente esposte, di un'analisi preliminare basata su *"pochi numeri significativi"* in grado si impostarne la fase pre-progettuale. Senza una prima analisi di tipo essenzialmente manuale, qualsiasi approccio può essere condotto per procedere con una elaborazione assistita da qualsivoglia modellazione matematica.

Come detto questo è imposto anche dai tempi di esecuzione richiesti da un programma cronologico che, anche in questo caso, si è mostrato ferocemente stretto. Su base parametrica riferita a esperienze pregresse, e sulle condizioni di base ambientali, si è proceduto, per le strutture di alimentazione e accessorie connesse con i sili, a un'analisi definitiva degli schemi strutturali e alla definizione, sicuramente cautelativa e prudenziale dei carichi principali agenti; analizziamoli nei suoi elementi essenziali.

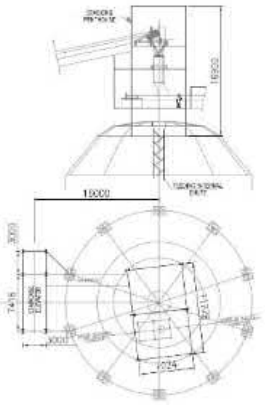


Fig. 7. Strutture accessorie

4.1 Strutture accessorie – Analisi dei carichi

La Fig. 7 mostra lo schema delle strutture accessorie connesse al Silo "1", quello dei 2 maggiormente impegnato strutturalmente.

4.1.1 Penthouse

Dimensioni:

- Planimetriche: ≈ 12.0 x 7.0 m
- Altezza: ≈ 17.0 m
- Impalcati: Copertura + n. 3 intermedi

a) Valutazione dei carichi verticali

Carichi propri e permanenti (caratteristici)

n.1 Copertura: 1.5 kN/m^2	→	130 kN
n.3 Impalcati tecnologici: 2.2 kN/m^2	→	570 kN
n.6 colonne/controventi @ 2.2 kN/m	→	220 kN
Baraccature 600 m^2 @0.3 kN/m^2	→	180 kN

Complessivamente: → 1100 kN

Apparecchiature in torre

n. 1 Testata comando:	150 kN
n. 1 deviatore	80 kN
n. 1 testata coda	50 kN
carichi accessori	120 kN

Complessivamente: → 400 kN

Strutture nastro alimentazione

Complessivamente: → 250 kN

Carichi accidentali:

n. 1 Copertura: 1.0 kN/m^2	→	90 kN
n. 3 Impalcati: 1.5 kN/m^2 (valori medi)	→	410 kN

Complessivamente: → 500 kN

L'impatto globale dei carichi verticali complessivi (caratteristici) della Penthouse agenti ammonta a **2250 kN** con un'eccentricità rispetto all'asse dei sili valutata in e ≈ 4.00 m

La distribuzione preliminare, in accordo alla geometria delle masse agenti è stata valutata preliminarmente, attribuendo il 65% sul filo anteriore de il 35% sul filo posteriore.

b) Valutazione delle azioni di tensionamento dei nastri (valori caratteristici)

- Nastro alimentazione: T1+T2 = 350 kN @ el. 45.50 m
- Nastro collegamento con silo 2: 2*T2 = 60 kN @ el. 36.50 m

Tali azioni agiscono in senso longitudinale (X) e con verso opposto; la condizione più sfavorevole è quella generata dall'azione del nastro di alimentazione che produce le seguenti azioni di massima:

- Momento globale alla base: M = 350 x 13.5 = 4700 kNm
- Taglio globale alla base: V = 350 kN
- Interasse colonne penthouse: I = ≈ 7.0 m

Azioni alla base delle colonne: 4700/7.0 = ≈ ±680 kN distribuite in accordo alla geometria:

- Filo anteriore 70% : Assiale N = ±480 kN - Taglio V = ≈ 125 kN
- Filo posteriore 30% : Assiale N = ±200 kN - Taglio V = ≈ 55 kN

c) Valutazione dell'azione del vento sulla penthouse (valori caratteristici)

Il valore caratteristico dell'azione del vento è valutato in accordo al codice di calcolo utilizzato e pari a 1.4 kN/m^2 con un coefficiente complessivo cautelativo di forma pari a 1.5

- Vento longitudinale (X): trasferita alla base sui 2 fili di testa anteriore e posteriore
  Azione globale Wx = 13.0x17.0x1.4x1.5= ≈ 460 kN – n. 2 Fili @ I=7.00 m
  Momento globale Mw-x = 460*8.5= ≈ 3900 kNm

Azioni alla base delle colonne: Assiale N= ±280 kN - Taglio V = ≈ 115 kN

- Vento trasversale (Y): trasferita alla base sui 2 fili longitudinali a interasse ≈ 7.0 m
  Azione globale Wy = 8.0x17.0x1.4x1.5= ≈ 300 kN – n. 2 Fili @ I=12.00 m
  Momento globale Mw-y = 300*8.5= ≈ 2600 kNm
  Azioni alla base delle colonne: Assiale N= ≈ ±110 kN - Taglio V = ≈ 75 kN

4.1.2 Distributore interno del prodotto

Come indicato nella descrizione funzionale al precedente punto 3.2, il prodotto necessita di essere protetto da danneggiamenti, soprattutto durante la fase di messa a parco in sili di queste, in particolare nella prima fase di riempimento e in quelle successive a un importante svuotamento. Esso necessita di essere accompagnato durante la caduta, cosa che si ottiene con una serie di *cassa-pietre* che simulano in pratica uno scivolo "*à chicane",* cassa-pietre sostenute da una struttura reticolare di dimensioni 1600 x 1600 mm, struttura che risulterà, quando in esercizio, per la maggior parte del tempo parzialmente immersa nel prodotto.

Ai fini del calcolo, la letteratura in materia è di fatto inesistente e in parte largamente insoddisfacente; fra le varie ipotesi analizzate, la più convincente è stata quella di realizzare un *"pendolone"* sostenuto da tiranti vincolati alla cerchiatura di chiusura della cupola che potesse adattarsi nelle varie fasi di carico e scarico, evitando la presenza di vincoli rigidi con la struttura superiore della cupola.

I carichi sono stati valutati in modo molto cautelativo come segue:

- Peso proprio della struttura e scivolo: 150 kN
- Prodotto, supposto intasato di materiale: 850 kN
- Effetto di attrito e dragaggio del materiale, in fase di svuotamento del silo: 500 kN

Complessivamente: Carico caratteristico: 1500 kN (valore caratteristico)

I coefficienti di sicurezza delle strutture (tiranti) di appensione alla cupola: k=3.0 alle T.A.

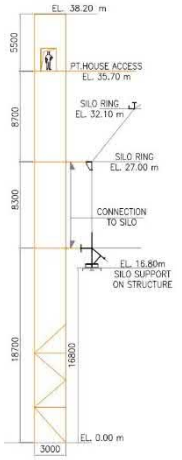


Fig.8. Gruppo scale montacarichi

4.1.3 Gruppo scale e Montacarichi

Sono trasferite alle strutture del silo le sole azioni frontali (dir. X) generate dall'azione del vento agente sul gruppo scale-montacarichi, rispettivamente agli anelli circonferenziali di base (El. 18.70 m) e di testa della parte cilindrica del silo (El. 27.00 m).

In via preliminare sono valutate secondo la relativa area di influenza che si può valutare sulla pianta di Fig. 7; su un'impronta complessiva di circa ≈ 11.0 m il vincolo anteriore scarica sulle

strutture circonferenziali del silo il 35% dell'azione, mentre il restante 65% è trasferito al filo posteriore scale-montacarichi.
Le azioni sono state calcolate prudenzialmente in accordo ai seguenti valori caratteristici e coefficienti di forza complessivi:

- Azione caratteristica del vento costante su tutta altezza: 1.4 kN/m^2
- Coefficiente di forma: 1.60

Con lo schema a mensola rappresentato in Fig. 8 i valori delle azioni non fattorizzate sono riassunte come segue:
Filo Anteriore: Vwx-a $_{@el.\ 18.7}$ = ≈ 60.0 kN – Vwx-a$_{@el.\ 27.0}$ = ≈ 110 kN
Filo Posteriore: Vwx-p $_{@el.\ 18.7}$ ≈ 50.0 kN – Vwx-p$_{@el.\ 27.0}$ = ≈ 280 kN

5 SILO – ANALISI DEI CARICHI E PREDIMENSIONAMENTO

L'analisi statica definitiva della struttura del silo è stata condotta in accordo agli attuali euro-codici che sinteticamente si identificano nel EC1-Parte 4 – per i criteri per la determinazione dei carichi prodotti dai materiali sulle pareti di sili e serbatoi che li contengono), in EC3 Parte 4.1 i criteri per la progettazione dei sili in acciaio e in EC3-Parte 1.6 – per i criteri di verifica della stabilità dei gusci in acciaio.
Per il dimensionamento preliminare dei carichi relativi alle pressioni prodotte dai materiali insilati ci si è rivolti alla precedente (sempre valida per la sua semplicità) norma tedesca DIN 1055-F6, da cui peraltro è stata elaborata la attuale norma europea, che per oltre mezzo secolo ha fornito versatili criteri per la determinazione delle azioni prodotte dal materiale nei sili.
In fase iniziale è opportuno riconoscere e definire gli elementi *"sensibili"* che ne caratterizzano scelte e dimensionamento analizzandoli con criteri pratici e consolidati dall'esperienza.

5.1. Analisi dei carichi e primo dimensionamento – Materiale S355-J2

5.1.1 La cupola di copertura:

La struttura portante realizzata con anelli circonferenziali (paralleli) su 4 livelli e 10 meridiani che si intestano sul guscio cilindrico del silo; la controventatura realizzata da pannelli a spicchio di lamiera in acciaio irrigidita.
Dimensioni e forma degli elementi strutturali principali nascono da una necessità di carattere fondamentalmente geometrico, ovvero il raccordo delle spezzate che definiscono i meridiani (influenzate dagli appoggi delle penthouses), mentre larghezze e spessori dei costituenti le singole sezioni di paralleli e meridiani, sono state scelte per garantire adeguata robustezza inerziale in entrambi gli assi principali di questi *"bizzarri"* elementi.

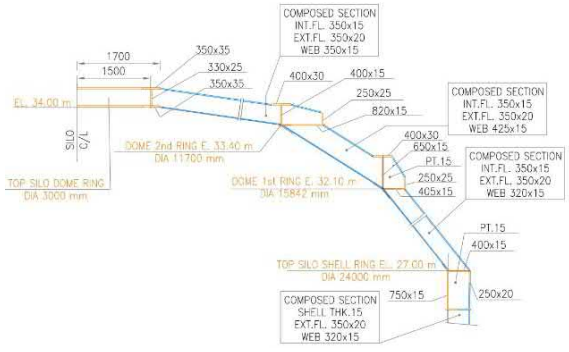


Fig.9. Elementi strutturali della cupola

La stima di peso, successivamente confermata dall'analisi definitiva, è stata valutata con le sezioni preliminari riportate in Fig. 9:

Anelli circonferenziali (4): 50.0 t
Meridiani (10): 15.0 t
Lamiera e irrigidimenti: 70.0 t
Passerelle di servizio: 7.0 t
Complessivamente: ≈ 140.0 t

Una prima semplificata analisi FEM della cupola, senza la presenza dei pannelli di lamiera controventanti, è stata eseguita applicando i carichi verticali e orizzontali trasferiti dalla penthouse; ciò al fine di saggiare la validità delle ipotesi fatte, sia in termini di sollecitazioni che di deformazione. Tale analisi statica preliminare ha dato un primo importante esito favorevole.

5.1.2 Il guscio cilindrico:

Con la necessità di valutare lo spessore probabile delle lamiere del cilindro, si è proceduto a valutare i *"criteri sensibili"* cui sono soggetti i gusci cilindrici, secondo criteri semplificati ma validi e orientativi per una prima scelta.

Come immaginabile la criticità è legata allo stato di instabilità connesso alle sollecitazioni di compressione sia circonferenziali (fasce parallele) che radiali (fasce meridiane).

Fasce circonferenziali (paralleli): Instabilità

Sono i carichi dovuti a depressioni possibili durante la fase di estrazione del prodotto, che in alcuni casi possono essere importanti (ad es. impianti in depressione per estrazione di ceneri) o legati a fenomeni diversi, e comunque in genere vanno presi in considerazione.

Nel dimensionamento preliminare, in assenza di prescrizioni iniziali, è stato considerato un prudenziale valore di depressione di 250 mm-H_2O (250 kg/m^2) e l'azione del vento a cilindro totalmente o parzialmente vuoto.

L'approccio semplificato per valutare l'incidenza dell'azione del vento è quello fornito dalla DIN 4119-F1 (ma anche richiamato in EC) di prevedere, in alternativa alla nota distribuzione di pressioni variabili, una depressione costante pari al 50% della pressione caratteristica del vento; nel presente caso pari a ≈1,40*0.5= 0.70 kN/m^2 .

Con le dimensioni attuali R=12'000 mm si è ricercato inizialmente uno spessore prudenziale che potesse soddisfare le ipotesi di cui sopra; definito che uno spessore di **t= 12 mm** poteva soddisfare preventivamente i requisiti richiesti, ci si è avvalsi di una fondamentale memoria in questo campo del prof. Leo Finzi pubblicata nel 1982 sui Costruzioni Metalliche (crf cap. 4.6 delle raccomandazioni CECM – Commissione 8 Stabilità dei Gusci).

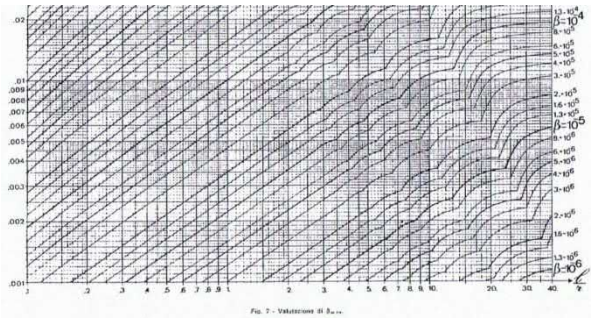


Fig. 10. Valore β_{min} - Stralcio abaco

Semplicemente, in funzione dei parametri **t** spessore del guscio, **l** la distanza fra due irrigidimenti circonferenziali e **R** il raggio del guscio:
t/R (in ordinata) = 0.001
l/R (in ascissa) = 0.50 dall'abaco si ha:

$$\beta_{min} = 6*10^{-5} \quad (1)$$

Si determina il valore della pressione critica esterna (depressione) di un cilindro ideale:

$$p_{cr} = E*t/R*\beta_{min} = 12.6\ kN/m^2 \quad (2)$$

Sempre seguendo le stesse raccomandazioni la pressione di collasso per un cilindro imperfetto è definita con:
$p_k=\alpha*p_{cr}$ con $\alpha \approx 0.5$; quindi nel presente caso $\mathbf{p_k=6.3\ kN/m^2}$
Valori compatibili con quelli caratteristici di riferimento per vento (0.70 kN/m^2) o depressione (250 kg/m^2≈2.5 kN/m^2) e un valore del fattore preliminare sui carichi di 1.5.
A causa del valore di γ del peso specifico del materiale di progetto da 16.0 a 21.0 kNm^3, lo spessore sarà portato a 15 mm, come indicato nell'analisi delle fasce meridiane del guscio.

Fasce radiali (meridiani): Instabilità

- Carichi globali Penthouse: Qv-p= 2250 kN
- Momento globale: Mv-p=2250*4.0=9000 kNm
- Tiro nastri: $\underline{Ta_{45.5m}} = 350$ kN in direzione X
- Momento per tiro nastri: $M_{T@27.0m}$= 350*18=6300 kNm
- Azione del vento: $Wx_{@43.0m}$ =460*16.0=7360 kNm
- Carico cupola: 1400 kN
- Distributore materiale: 1500 kN

Sono i carichi trasmessi dalla cupola alla el. 27.0 m di imposta, ma principalmente quelli prodotti dall'attrito del prodotto insilato con le pareti del guscio, definiti dalle norme di riferimento.
Con le azioni agenti analizzati precedentemente, riassunti nella tabella a lato, si ha:
$Q_{v\text{-}tot}$ = 5150 kN
$M_{v\text{-}tot}$= 22660 kNm
Su un anello ideale di 24.0 m di diametro e 1.0 cm di spessore i valori di riferimento sono:
A= 754 cm^2 – Ix=5'522'691'840 cm^4 – Wx=4'602'243 cm^3
Le massime azioni a metro lineare di fascia virola risultano:
Azione assiale: Nv=5150/75.4=68.3 kN/m
Azione flettente: Mv=22660*10^4/4'602'243=49.2 kN/m
Combinazione complessiva sfavorevole considerata: Nv+Mv=117.5 kN/m
L'azione del gruppo scale-montacarichi viene assorbito flessionalmente dall'anello alla el. 27.0 m ed equilibrata con trascurabili sollecitazioni taglianti (τ o f_v)) a carico delle lamiere del guscio.

Determinazione della spinta del materiale nei sili

in accordo a DIN 1055-F6

Dati:		
Materiale	DRI	
Angolo riposo "ρ"	35	gr
Peso specifico γ	21	kN/m³
Granulometria	< 20	mm

Geometria		
Diametro D=	24,00	m
Sezione F=	452,4	m²
Perimetro U=	75,4	m²
F/U =	6,00	

Con questo tipo di prodotto, si definiscono, secondo la norma, i valori di "kr" e ks" a riemp. e svuot.

riempim.: kr = 0,75

svuotam.: ks = 0,60

Si definiscono:

Angolo di attrito

riempim. δr = kr * ρ 26,25 gr

svuotam. δs = ks * ρ 21,00 gr

Valori delle pressioni

pv = pressione verticale

ph = pressione orizzontale

pw = pressione di attrito-parete

μ = tg δ=pw/ph

riemp. μr = 0,4931

svuot. μs = 0,3839

λ = ph/pv

riemp. λr = 0,50

svuot. λs = 1,00

Calcolo delle pressioni a profondità infinita:

Riempimento

pv-r = γ*F/U/(λr*μr)= 511,02 kN/m²

ph-r = γ*F/U/(μr)= 255,51 kN/m²

pw-r = γ*F/U= 126,00 kN/m²

Svuotamento

pv-s = γ*F/U/(λs*μs)= 328,25 kN/m²

ph-s = γ*F/U/(μs)= 328,25 kN/m²

pw-s = γ*F/U= 126,00 kN/m²

Valori delle pressioni a profondità finita:

definito:

z_{0-r} = F/U/(λr*μr)= 24,33 m al riempimento

z_{0-s} = F/U/(λs*μs)= 15,63 m allo svuotamento

Φ= $1-e^{-z/z0}$ p_z= maxp*Φ

Angolo riposo ρ = 35 gr

z	pv=γh	Φr=	pv-r	ph-r	pw-r	Φs=	pv-s	ph-s	pw-s
[m]	[kN/m²]		[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]		[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]
2,00	42	0,079	40,3	20,2	9,9	0,1	39,4	39,4	15,1
4,00	84	0,152	77,5	38,7	19,1	0,2	74,1	74,1	28,4
6,30	132,3	0,228	116,6	58,3	28,7	0,3	108,9	108,9	41,8
8,30	174,3	0,289	147,7	73,8	36,4	0,4	135,2	135,2	51,9
10,30	216,3	0,345	176,3	88,2	43,5	0,5	158,4	158,4	60,8
12,30	258,3	0,397	202,7	101,4	50,0	0,5	178,8	178,8	68,6
14,30	300,3	0,444	227,1	113,5	56,0	0,6	196,7	196,7	75,5
16,30	342,3	0,488	249,5	124,7	61,5	0,6	212,5	212,5	81,6
18,30	384,3	0,529	270,1	135,1	66,6	0,7	226,4	226,4	86,9
20,30	426,3	0,566	289,1	144,6	71,3	0,7	238,7	238,7	91,6
22,30	468,3	0,600	306,6	153,3	75,6	0,8	249,4	249,4	95,7

Fig. 11. Pressioni pv – ph – pw

È quindi necessario ora analizzare le spinte del prodotto insilato con riferimento alle DIN1055-F6. Con l'impiego di un semplice foglio elettronico e seguendo la semplice procedura evidenziata nella Fig. 11 a lato, si definiscono, in funzione dei parametri caratteristici del prodotto, le pressioni **pv – ph – pw** espresse in [kN/m^2], rispettivamente verticali, orizzontali e di attrito verticale sulle pareti del silo, tracciando sezioni orizzontali secondo un numero limitato di fasce (ad esempio con passo ≈ 2.0 m) e partendo dall'alto verso il basso, avendo definito un livello z=0 quale cumulo medio massimo del prodotto insilato.

Le valutazioni sono state preliminarmente analizzate per i due gradi di attrito naturale richiesto dalle specifiche, anche se i valori più elevati si riscontrano con l'angolo di declivio del DRI di 35°.

La procedura prevede la definizione dei valori di pressione al riempimento e allo svuotamento, dapprima alla profondità infinita e successivamente ai vari livelli di profondità Z > 0.

Come si può notare, le pressioni verticali si determinano in fase di riempimento, mentre quelle orizzontali e di attrito in fase di svuotamento.

La Fig. 12 mostra l'andamento grafico della distribuzione delle pressioni all'aumentare della profondità.

Con la determinazione della pressione di attrito sulle pareti del guscio **pw** e dei valori delle pressioni orizzontali **ph** è ora possibile valutare preliminarmente lo spessore delle virole intermedie fra el. 26.20 m e 20.20 m elevazione quest'ultima di inserimento con l'anello di base; esse sono soggette a uno stato membranale circonferenziale di trazione **"Th"** dovuto alla pressione del materiale e a uno **"Tw"** radiale derivante dalla combinazione dei carichi verticali della cupola con quelli della pressione pw di attrito lungo le pareti.

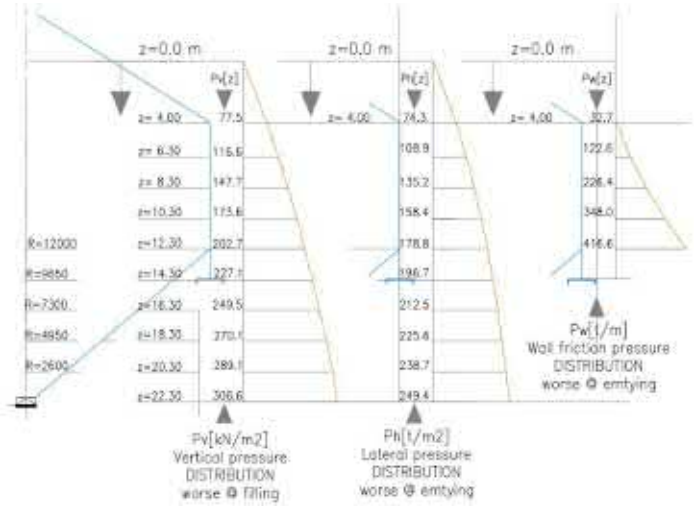


Fig. 12. Grafica delle pressioni pv – ph – pw

Per la verifica del guscio, sottoposto alle azioni circonferenziali (paralleli) **"Th"**, di trazione, è però opportuno conoscere il carico critico ft_{cr} di compressione dei meridiani, per combinarle poi con le azioni **"Tw"**.
Tale valore viene determinato sempre in accordo alla citata CECM-racc. chapt. 4.6, cautelativamente per sole azioni di compressione semplice, per le tre fasce di virole di 2000 mm. e definito come indicato nello schema a lato.

Calcolo valore della sollecitazione critica ft_{cr}
Noti:
R = Raggio [mm] – t[mm] – f_y [kN/cm^2] – E [kN/cm^2]
Verificato il limite di applicabilità: L/R<19.6
$ft_{crE} = 0.605*E*t/R$
si determina: $a_0 = 0.70/RADQ(0.1+0.01*R/t)$
se: $a_0 \cdot ft_{crE} < f_y/2$
$ft_{cr} = a_0 \cdot ft_{crE}/[g * \gamma_m]$ ove g = 4/3

Determinato il valore di **ft_{cr},** con le azioni **Th** e **Tw** alla base di ogni fascia di virola, si verifica lo spessore di dimensionamento preliminare.
Si ipotizzano spessori di virola, partendo dall'alto, rispettivamente di 15, 20 e 25 mm .
Il guscio è rivestito internamente con lastre di basalto di 40 mm per un peso 120 kg/m^2
La valutazione del peso del guscio cilindrico incluso rivestimento vale:
Virola alta H= 2.0 m-sp.15 mm: 360 kN pari a 4.8 kN/m
Virola media H= 2.0 m-sp.20 mm: 420 kN pari a 5.6 kN/m } guscio cilindrico-Comples.: 126.0 t
Virola infer. H= 2.0 m-sp.25 mm: 480 kN pari a 6.4 kN/m
Le seguenti tabelle riportano il calcolo e le verifiche preliminari con un fattore medio sui carichi di 1.5 .
Le verifiche di dimensionamento preliminare sono riassunte in forma sintetica nelle tabelle che seguono:

Fascia superiore: sp. 15 mm	**Fascia intermedia: sp. 20 mm**	**Fascia inferiore: sp. 25 mm**
ft_{cr} = 2.8 kN/cm^2 Qv = 117.5+4.8 = 122.3 kN/m T_{pw} ≈ 130 kN/m Tv-tot = 122.3+130.0 = 252.3 kN/m fv = 1.5*(252.3/1.5*100) =2.52 < ft_{cr} T_{ph} ≈ 120.0*12.0 = 1440.0 kN ft = 1.5*1440/(1.5*100)=14.4< fy/γ_m	ft_{cr} = 4.3 kN/cm^2 Qv = 122.3+5.6 = 127.9 kN/m Tw = 340.0 kN/m Tv = 127.9+340.0 = 467.9 t/m fv = 1.5*(467.9/(2.0*100) =3.51 < ft_{cr} T_{ph} ≈ 145.0*12.0 = 1740 kN Ft = 1.5*1740/(2.0*100)=13.1< fy/γ_m	ft_{cr} = 6.0 kN/cm^2 Qv = 127.9+6.4 = 134.3 kN/m T_{pw} ≈ 350 kN/m Tv-tot=134.3+350.0 = 484.3 kN/m fv=1.5*(484.3/2.5*100)=2.91 < ft_{cr} T_{ph} ≈ 165.0*12.0 = 1980.0 kN ft=1.5*1980/(2.5*100)=11.9< fy/γ_m

5.1.3 Tramoggia e considerazioni particolari:

Va osservato che il presente progetto è caratterizzato da una sagoma di silo molto particolare. Dall'analisi delle pressioni ricavate preliminarmente, a fronte una Peso insilato globale di 13'000. t il massimo valore che penalizza le pareti del guscio si ottiene nella fase di svuotamento e con un angolo si attrito del prodotto di 35°; il massimo valore cumulato alla base della connessione con la tramoggia è pw=416.6 kN/m che moltiplicato per il perimetro del silo ammonta a 2πR*416.6 ≈ 31'500 kN ≈ 3200 t. Esso rappresenta il 25% del carico globale che migra per attrito dalle pareti direttamente verso l'anello di base. Nella fase di riempimento con angolo prodotto 35° risulta inferiore e vale circa 75÷80%, ovvero 2700 t pari al 21 %; esso scende ulteriore se si analizza un angolo di attrito di 27° perdendo un ulteriore 15%, ovvero arrivando un valore limite inferiore di circa 2000÷2200 t. La Fig. 13 sintetizza in modo esplicito e logico quanto sopra rendendo anche possibile, come spesso è presente in letteratura, una ulteriore diminuzione del carico trasferito per attrito dalle pareti. Si intuisce come con mucchio a Z=10.30 m il contributo **pw** appare praticamente nullo e anche molto limitato con z=12.30; condizioni che rappresentano praticamente il 70% del peso totale previsto.

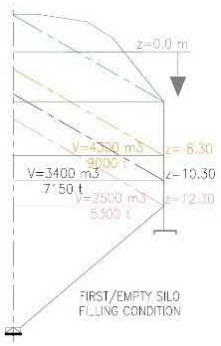


Fig. 13. Riempimento Silo

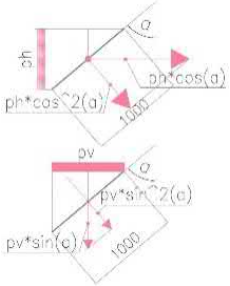


Fig. 14. Criterio per calcolo spinta pareti tramoggia

Questo produce, soprattutto nella fase di svuotamento accresciuti valori a carico della tramoggia, soprattutto nella zona di transizione con il guscio; tale aggravio di carico è inoltre accresciuto ulteriormente dal fatto che una tipologia silo con queste caratteristiche di prodotto allo svuotamento abbia un comportamento *"Core flow"* ossia a imbuto, che consente alla parte presente in tramoggia di svuotarsi solo successivamente alla quella centrale e senza mettere in movimento tutta la massa; cosa viceversa che avviene nei sili ove l'angolo fra tramoggia e parete verticale è piuttosto ridotto (30÷35°), ove durante lo svuotamento tutta la massa (compresa quella in tramoggia) viene attivata, ossia il cosiddetto comportamento *"Mass-flow"*.
Questo merita attenzione nella progettazione della tramoggia ma ancor più nell'anello di base del silo.
Per il calcolo della spinta delle fasce circonferenziali sulle pareti della tramoggia si procede secondo quanto indicato in Fig. 14; si considera una fascia di 1000 mm, noto l'angolo "a", si assumono ai vali livelli, le pressioni **pv** e **ph** sommando le relative componenti normali alla parete; la pressione normale alla parete che produce lo stato membranale circonferenziale sarà quindi:

$$\mathbf{pn=pv*\sin^2(a)+ph*\cos^2(a)} \qquad (3)$$

I valori delle pressioni in corrispondenza della zona di transizione vengono adattati con coefficienti amplificativi (da 1.5 a 2.5 in funzione del prodotto) per tenere conto delle alterazioni soprattutto in fase di svuotamento.
Per il calcolo delle trazioni sulle fasce meridiane, si considera cautelativamente la massa complessiva agente con silo pieno in corrispondenza di ogni livello orizzontale: **"Q_v"** [kN]; essa fornisce per ogni livello: $\mathbf{T_{tr}= Q_v/\{\cos(a)*2\pi R\}}$ [kN/m].
La verifica noti gli sforzi circonferenziali e radiali è condotto col criterio di Von Mises, come indicato nel riepilogo che segue.

Tramoggia dimensionamento preliminare
kv*Pv=khPh: max allo svuotamento

angolo (a)=	49,6	f(a)^2
sin(a) =	0,7615	0,5799
cos(a) =	0,6481	0,4201

Azione Paralleli Pn = Pv*sin^(a) + Ph*cos^(a)
Azione meridiani Pt = Tv-mat/cos (a)
g [kN/m³] = 21 Angolo "ρ" 35°
con coefficienti *kv* e *kh* variabili da 1.4 a 2.0

Circonferenziali z: profondità	R [m]	kv*Pv-s [kN/m²]	kh*Ph-s [kN/m²]	Pn [kN/m²]	Tn=Pn*R [Kn/m]	F silo [m²]	spess [mm]	ft-parall [kN/cm²]
12,3	12,00	357,60	268,20	**320,0**	**3840,6**	452	20	**19,20**
14,3	9,65	393,50	295,12	**352,2**	**3398,5**	293	20	**16,99**
16,3	7,30	425,08	318,81	**380,4**	**2777,2**	167	20	**13,89**
18,3	5,00	452,87	339,66	**405,3**	**2026,6**	79	15	**13,51**
20,3	2,60	477,33	358,00	**427,2**	**1110,7**	21	15	**7,40**
22,3	0,8	498,85	374,13	**446,5**	**357,2**	2	15	**2,38**

Radiali z: profondità	R [m]	F silo [m²]	U silo [m]	Vmat [m²]	Pmat [kN]	Tv-mat [kN/m]	Pt [kN]	ft-merid [kN/cm²]
12,3	12,00	452	75,40	7072	148515	1969,8	**3039,2**	**15,20**
14,3	9,65	293	60,63	4964	104234	1719,1	**2652,4**	**13,26**
16,3	7,30	167	45,87	3064	64336	1402,7	**2164,2**	**10,82**
18,3	5,00	79	31,42	1542	32381	1030,8	**1590,3**	**10,60**
20,3	2,60	21	16,34	445	9350	572,4	**883,1**	**5,89**
22,3	0,8	2	5,03	45	942	187,3	**289,0**	**1,93**

z: profondità	Von Mises stresses [kN/cm²]
12,3	**fid = 17,55**
14,3	**fid = 15,47**
16,3	**fid = 12,64**
18,3	**fid = 12,32**
20,3	**fid = 6,77**
22,3	**fid = 2,19**
t=20 mm thk	t=15 mm thk

Fig. 15. Pre-dimensionamento tramoggia [valori azioni caratteristici non fattorizzati]

5.1.4 L'anello di base:
Elemento fondamentale in ogni tipologia di silo, esso rappresenta la chiusura di tutte le azioni agenti e l'elemento di trasferimento dei carichi alla struttura di sostegno. Trascurando in prima battuta alcuni effetti secondari (eccentricità, tiro nastri, azione del vento) che soprattutto in questo caso hanno effetti comunque marginali per una analisi di dimensionamento preliminare, le azioni di base da considerare sono rappresentate dalle ***"Azioni globali verticali"*** da trasferire sugli appoggi e dalla ***"Chiusura della spinta"*** del materiale trasferito attraverso la tramoggia.

Ricapitolando le azioni analizzate in questo percorso preliminare, la tabella a lato riporta il riepilogo delle azioni verticali. Si noti come i carichi verticali rappresentino solo il 7% del carico globale, mentre il materiale incide per il 93%.

Pesi globali verticali [Qv]

Penthouse (globali): 2250 kN =		225.0 t
Cupola silo e passerelle:	160.0 t	
Distributore:	15.0 t	
Guscio cilindrico(strut.)	100.0 t	675.0 t
Tramoggia (strut.)	100.0 t	
Anello di base (stima)	300.0 t	
Rivestimenti basalto 1200 m^2		150.0 t
Prodotto insilato:		13'000.0 t
Complessivamente [Qv]: 14'050.0 t		

Relativamente alle azioni prodotte dalla spinta dei materiali, viste le considerazioni del precedente punto 5.1.3, ipotizzare un comportamento "quasi-idraulico" della spinta sull'anello di base sarebbe forse piuttosto cautelativo, ma neanche poi troppo lontano dal vero, vista l'aleatorietà dei numeri precedentemente analizzati.
In termini preliminari, si è ipotizzato un 90% di 13000 t, cioè un peso di materiale di 11700 t .
L'azione orizzontale che genera la compressione nel piano orizzontale sull'anello sarà:

$$\mathbf{V_{tr} = 0.9*130'000/[(2\pi R*tg(a)] \approx 1350.0\ kN/m} \quad (4)$$

La corrispondente azione di compressione dell'anello di base vale: $\mathbf{N_{tr} = V_{tr}*R = 16190.\ kN}$. Con questi grandi numeri si sono impostati i ragionamenti per un dimensionamento preliminare. La Fig. 16 mostra la sezione ipotizzata (in colore arancione).
Le caratteristiche statiche e geometriche si riassumono di seguito
$A_x = 2'775\ cm^2$ - $A_v \approx 309*3=927\ cm^2$
$I_x = 25'800'000\ cm^4$ – $W_x = 161'250\ cm^3$
$I_y = 4'800'000\ cm^4$ – $W_y = 48'000\ cm^3$

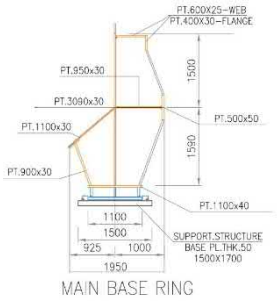


Fig. 16. Anello di base

L'aspetto più significativo è verificare la stabilità nel piano orizzontale dell'anello di base per l'azione $\mathbf{N_{tr}}$ dell'anello sottoposto a un'azione di compressione.
Note le caratteristiche statiche della sezione e il raggio R, si determina la snellezza equivalente come segue:
$P_{cr} = 3EI_y/R^3$ [kN/m] da cui $T_{cr} = P_{cr}*R = 3EI_y/R^2$ [kN]
La sollecitazione critica sarà: $F_{cr} = T_{cr}/A_x$ [kN/cm^2]
da cui si deduce la snellezza equivalente $\lambda^* = \pi*(E/F_{cr})^{1/2}$ Esplicitando i numeri per il nostro caso, si determina il valore $\lambda^*= 53$ e quindi un valore amplificativo ω dei carichi verticali ovvero riduttivo della tensione di riferimento a compressione $Fa=fy/[\omega*\gamma_m]$); conseguentemente la sollecitazione a compressione nell'anello pari a:
$f_a= \omega_{(53)}*16190/2775.0 = 1.51*6.9 \approx 8.81$ kN/cm^2 che fattorizzato con un coefficiente medio 1.5 è compatibile con le caratteristiche del materiale impiegato – S355J2.

Pur se con minore significato fisico, ove il trasferimento dei carichi verticali in un anello come quello impiegato avviene più per diffusione che a momento, si valuta l'effetto delle azioni verticali come trave continua su più appoggi; semplificando molto si può riconoscere:
$q_v=Q_v/2\pi R=140500/75.4) \approx 1870$ kN/m da cui
$M_v \approx q_v * L^2/10 \approx 10631.$ kNm con L=7.54 m (int. Appoggi) ; $V_v \approx q_v * L/2 \approx 7050.$ t
Fattorizzando con coeff. 1.50
$f_b=1.5*M_v/W_x \approx 9.9$ kN/cm^2
$f_v=1.5*V_v/A_v \approx 11.4$ kN/cm^2

6 QUALCHE INFORMAZIONE SU TRASPORTO E MONTAGGIO

Una progettazione non termina con un dimensionamento strutturale ma deve prevedere la compatibilità con le modalità di trasporto e montaggio.
Nel presente caso la prefabbricazione è stata realizzata in Egitto, il montaggio nella R.F. di Germania (Land settentrionale). Le dimensioni quindi adatte a trasporti su strada, anche di dimensioni fuori sagoma ma comunque compatibili, successivamente via mare (del Nord) e quindi ancora su strada.

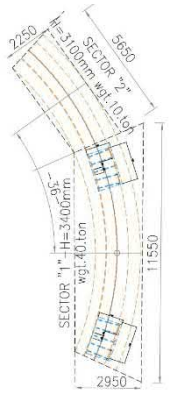


Fig. 17. Anello di base – Settori1 e 2

È sicuramente importante minimizzare il numero di elementi, ma porre attenzione anche al peso, limitante sia in fase di trasporto che di movimentazione in sito.
L'anello di base è stato il soggetto più sensibile: la soluzione che coniugasse necessità di trasporto e montaggio è stata quella di suddividerlo in 10 settori; 5 principali (settore-1) che permettesse l'appoggio su due capitelli contigui della struttura di sostegno e 5 secondari (settore 2) che li connettesse fra loro. Lo schema di Fig. 17 mostra dimensioni e peso di trasporto entrambi gli elementi.
Altro elemento sensibile è la cupola; per il trasporto e il montaggio.
Sono state valutate due alternative:
"Soluzione 1" vedi Fig. 18, esecuzione con 10 meridiani assiemati in officina e gli anelli paralleli realizzati in 10+10 sezioni oltre l'anello di testa previsto in due metà.
A livello di trasporto sono previsti trasporti fuori sagoma (13.0x2.6 m) per i meridiani, e trasporti in container per gli altri elementi principali. Il montaggio, eseguito a piè d'opera è schematicamente rappresentato sempre in Fig. 18 con utilizzo di un sostegno provvisorio centrale e 5 secondari lungo la circonferenza; quello centrale per il posizionamento dei meridiani e la saldatura finale del parallelo di testa; cinque provvisori necessari al posizionamento dei due paralleli intermedi e l'esecuzione delle relative saldature con i meridiani.

"Soluzione 2" vedi Fig. 19, esecuzione con meridiani (3 per ogni meridiano) spezzati fra i relativi paralleli intermedi, trasportabili in container e n. 5+5 paralleli in sagoma per trasporto in container oltre l'anello di testa sempre previsto in due metà.

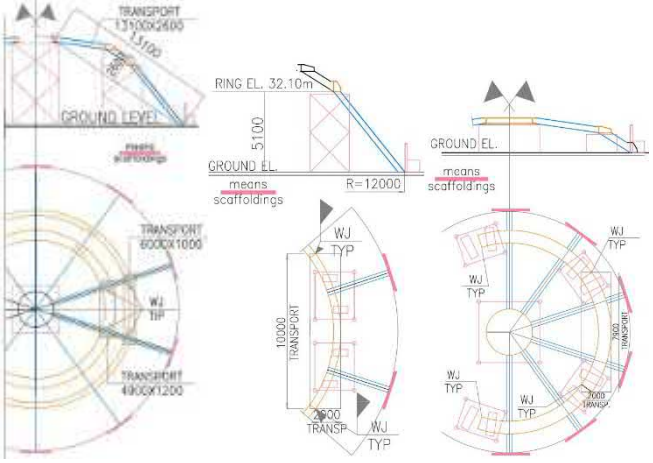


Fig. 18. Cupola Soluzione 1 **Fig. 19**. Cupola Soluzione 2

Il montaggio, sempre eseguito a piè d'opera in due fasi; posizionamento di sostegni provvisori circonferenziali per appoggio paralleli: pre-assiemaggio dei 10 meridiani inferiori e completamento saldature in opera.
Sempre a piè d'opera pre-assiemaggio della parte superiore con la medesima sequenza (con modesti cavalletti (5 circonferenziali e uno centrale) e completamento saldature. Posizionamento della parte superiore sulla porzione inferiore con completamento saldature. Tutti gli altri elementi, tramoggia e guscio cilindrico in marche sciolte containerizzabili. Valutato l'onere complessivo fra trasporto e montaggio per la cupola, è stata adottata la soluzione 2.

7 CONCLUSIONII

La presente memoria ha inteso proporre al lettore, nei suoi punti essenziali, le fasi che si sono susseguite per giungere alla fase della verifica definitiva di questo progetto paradigmatico che ha come oggetto la progettazione di un silo di grandi dimensioni.
Progettare questa particolare tipologia di struttura significa impostare e ricercare la soluzione che fra le varie sia la più convincente; elaborare e rielaborare solo attraverso un processo logico soprattutto mentale ricordandosi che in genere la prima o quella imposta da un progetto generale difficilmente risulta la migliore, di conseguenza come sia opportuno anche dover convincere il progettista generale dell'opera, nell'ottica di una comune buona riuscita finale.
A corredo si ritiene utile fornire la tabella della distribuzione finale dei pesi strutturali per componenti principali, conoscenza sempre utile nella fase di avanzamento di un progetto, e alcune foto significative eseguite durante l'attuale fase di montaggio.
Inoltre, alcuni punti chiave da osservare nello sviluppo del progetto di un silo:

SILO SALCOS "CDRI" - 6250 m³ - 13'000 t

TABELLA RIEPLOGATIVA DEI PESI STRUTTURALI

(valori per un silo)

Componente strutturale	kg	%
Cupola di copertura	116117	18.8
Alimentatore materiale	14600	2.4
Guscio cilindrico	117312	19.0
Anello di base e appoggi su sottostruttura	283821	45.9
Tramoggia	86182	13.9
Complessivamente	**618032**	**100.0**
Incidenza kg/ton prodotto	47.5	kg/t

7.1 Relativamente alle spinte sulle pareti

Sono teorie elaborate oltre un secolo fa da Janssen, che costituiscono ancora oggi la base delle attuali regole per la determinazione della spinta dei prodotti sulle pareti dei sili attraverso la ricerca asintotica a profondità infinita; si prestano bene nel caso di sili più o meno snelli, mentre applicata a quelli tozzi (nostro caso) è sempre bene in fase provvisoria ricorrere almeno in termini di analisi comparata e logica a una sua combinazione con altre teorie (es. Airy o Rankine) presenti in letteratura, senza tralasciare la conoscenza della teoria di Jenike eccellente alternativa per la valutazione in fase di scarico. Si ricorda che l'Eurocodice attuale si basa di fatto sulla originale DIN 1055-F6-1989 (Janssen), *ineguagliabile per la sua semplicità*, che permette una rapida valutazione sulle azioni e che, come già detto, si consiglia di utilizzare in un doveroso dimensionamento preliminare. Importante è l'acquisizione e la conoscenza della tipologia del materiale il suo comportamento in fase di caricamento e di svuotamento, la sagoma della tramoggia che ne determina il comportamento allo scarico (mass-flow o core flow), e le relative caratteristiche.



Fig. 20. Sili in fase di montaggio

7.2 Relativamente agli elementi strutturali

Il guscio e la sua valutazione delle criticità nei confronti degli importanti fenomeni di instabilità
Lo spessore minimo dei paralleli:
va sempre valutato analizzando una fascia in pressione che sia il MAX{es:press.250 mm/H_2O;60% azione caratteristica vento}-vedi 5.1.2 pag. 11

Lo spessore minimo dei meridiani:
va sempre valutato analizzando il valore massimo del carico [kN/m] generato da tutte le azioni che gravano sulla virola più alta attraverso il calcolo del valore della sollecitazione critica $\mathbf{ft_{cr}}$ – vedi pag.14
Gli elementi fondamentali che si consiglia debbano sempre presenti:
Un anello di base rigido nel piano orizzontale:
soggetto a compressione, azione determinata con un semplice equilibrio generato dalla chiusura delle azioni trasferite agli appoggi verticali attraverso la spinta della tramoggia; anello di base che ha anche la funzione di trasferire i carichi verticali (attraverso adeguati rinforzi) agli appoggi.
Un anello di testa del guscio di adeguata robustezza inerziale nel piano orizzontale:
commisurato al diametro del guscio.
L'applicazione di ulteriori coefficienti di sicurezza:
da applicare ai fenomeni di instabilità del guscio accresciuti per fenomeni di difettosità durante le lavorazioni.
Pur se non contemplati delle norme utilizzate o contemplati in modo spesso poco applicabile, devono tenere conto della aleatorietà dei numeri di calcolo (spinte e comportamento materiale), della affidabilità del costruttore e della correttezza del montaggio: elementi non valutabili in fase di progettazione che possono modificare spesso il grado della *"sicurezza globale"* nel riguardo dei fenomeni di instabilità dei gusci, considerati nella modellazione teorica effettuata in fase di verifica ed elaborazione dei disegni costruttivi.

REFERENCES

[1] "Silos, fundamentals of theory, behaviour and design", C.J. Brown, J. Nielsen, Taylor&Francic Group, London and New York
[2] "Structures and Granular Solids, From scientific principles to Engineering Application" J.F.Chen, J.Y Oai, J.G.Teng, CRC Press
[3] "Roark's Formulas for Stress and Strain", WARREN C. YOUNG RICHARD G. BUDYNAS, Ninth McGraw-Hill
[4] "DIN 1055-6 Beiblatt 1 – 1987-05=
[5] "EC1-Parte 4" – Criteri per la determinazione dei carichi prodotti dai materiali sulle pareti di sili e serbatoi che li contengono
[6] "EC3 Parte 4.1" Criteri per la progettazione dei sili in acciaio
[7] "EC3-Parte 1.6" Criteri di verifica della stabilità dei gusci in acciaio.
[8] "Rivista "Costruzioni Metalliche n. 3" anno 1982, allegato a cura del prof. ing. Leo Finzi" sull'instabilità dei gusci, membro del Gruppo di Lavoro TWG 8.4 della Commissione 8 "Stabilità Strutturale" della Convenzione Europea della Costruzione Metallica (CECM);
[9] è presente come appendice al testo: "GUIDA PRATICA DLLE COSTRUZIONI IN ACCIAIO – Dal predimensionamento ai dettagli costruttivi, Sergio Foa – Hoepli 2021
[10] "Memoria FOA-MORBIO-Altri" – XXX Congresso C.T.A. : La modellazione strutturale di un Silo di grandi dimensioni – Analisi e raffronto con il pre-dimensionamento

KEYWORDS

Steel Silos, materials, products

LA MODELLAZIONE STRUTTURALE DI UN SILO DI GRANDI DIMENSIONI – ANALISI E RAFFRONTO CON IL PREDIMENSIONAMENTO

STRUCTURAL MODELING OF A LARGE SILO – ANALYSIS AND COMPARISON WITH PREDIMENSIONING

Sergio Foa
Consulente Impianti e Strutture in Acciaio
sergio.foa@bluewin.ch

Andrea Morbio
DCRPROGETTI Srl, Milano
a.morbio@dcrprogetti.it

Ottavio Casagrande
Technical Manager – TENOVA SpA,
Material Handling
ottavio.casagrande@tenova.com

Riccardo de Col
DCRPROGETTI Srl, Milano
r.decol@dcrprogetti.it

ABSTRACT

The paper "Design and Sizing of Large Silos – A Paradigmatic Case" presented by the authors represent the normal design process not only for large silos, but for any other structure, even modest ones. This process is carried out through a "critical and engineering" analysis based on reasoned choices aimed at determining, from among many options, the most convincing solution and, in the designers' opinion, the most appropriate from all aspects: static design, construction, transportation, and assembly. A project of this scale, however, cannot be produced with preliminary sizing only, even if based on criteria validated by decades of professional experience.
It deserves to be updated with a refined FEM analysis, first for its merit control, especially since the current procedures required by current codes (in terms of load combinations) make it indispensable, and finally, to produce documents suitable for validation by the "Testing Commission," in this case specifically required by the contractual obligations.
The paper summarizes the modeling approach based on preliminary design data, reporting the main criteria, a definitive load analysis, and the stress and deformation states of the silo's main structural components.
A note from the authors, addressed especially to those responsible for inspecting the project:
Base requests on important and specific substantive issues; not simply based on the often "anachronistic requests" that current codes often propose. This case is a prime example: often unnecessary expenditure on everyone's part.

SOMMARIO

La memoria “Progettazione e dimensionamento di Sili di grandi dimensioni – Un caso paradigmatico” presentato dagli autori ha mostrato il normale Iter da affrontare nella progettazione non solo di Sili di notevoli dimensioni, ma di qualsiasi altra struttura, anche modesta; ovvero eseguita attraverso un’analisi “critica e ingegneristica” basata su scelte ragionate con il fine di determinare attraverso le molte, la soluzione più convincente e, a parere dei progettisti, la più corretta sotto tutti gli aspetti, progettazione statica, costruzione, trasporti e montaggi.
Un progetto di queste dimensioni non può comunque essere prodotto con un dimensionamento preliminare, seppure basato su criteri avvalorati da decenni di esperienza professionale.
Esso merita di essere attualizzato con una raffinata analisi FEM, dapprima per un suo controllo di merito soprattutto perché le attuali procedure previste dai codici vigenti (in termini di combinazioni di carico) lo rendono indispensabile e, per finire, per produrre documenti atti alla validazione da parte della “Commissione di Collaudo”, in questo caso richiesta specificatamente negli obblighi contrattuali.
La memoria ripercorre, sintetizzandole, l’approccio della modellazione eseguita sulla base dei dati di dimensionamento preliminare, riportando i principali criteri, una definitiva analisi dei carichi e lo stato di sollecitazione e deformazione dei principali componenti strutturali del Silo.
Un appunto degli Autori rivolto soprattutto a coloro che hanno l’onere di collaudare il progetto.
Basare le richieste su temi di merito importanti e specifici; non basati solo spesso “anacronistiche richieste” che gli attuali codici spesso propongono.

1 MODELLAZIONE F.E.M. DELL’IMPIANTO SILI

Nell’impianto di Salzgitter, situato in Germania, sono presenti due sili (Fig. 1b), denominati PH110 F1 e PH110 F2 che supportano rispettivamente le torri TT24-1 e TT24-2. I sili sono strutturalmente identici, fatto salvo la posizione degli irrigidimenti sulla cupola di copertura figli, a loro volta, della posizione degli appoggi delle torri.

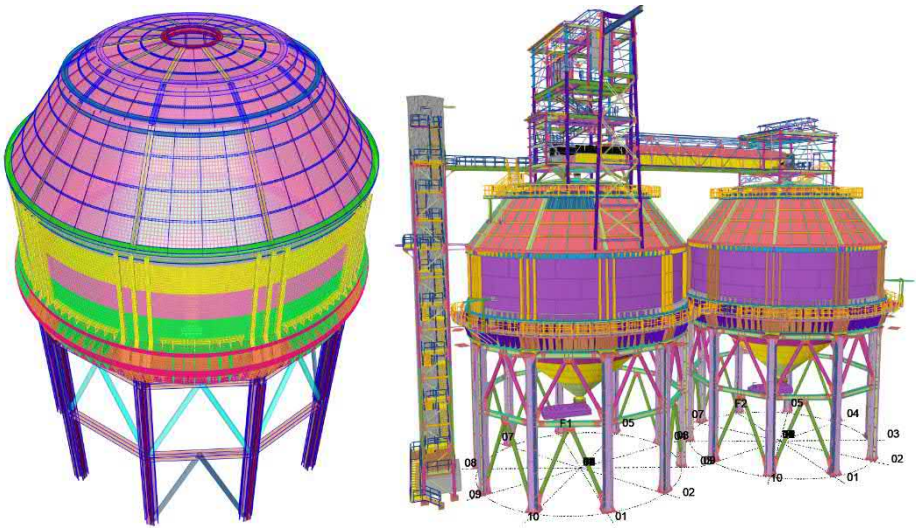


Fig. 1. (a) Modello FEM Silo e struttura di supporto – (b) Modello Tekla Costruttivo Silo PH 110 F1/F2

Scopo della presente memoria è quello di mostrare i risultati del modello di calcolo del silo PH110 F1, evidenziando l'importanza di effettuare un pre-dimensionamento manuale ("Progettazione e dimensionamento di sili di grandi dimensioni – un caso paradigmatico" – XXX Congresso C.T.A.) prima di approcciarsi a qualsiasi struttura, semplice o complessa, al fine di meglio comprendere e governare i risultati ottenuti dal programma di calcolo.
A favore di sicurezza è stato realizzato, e sopra riportato (Fig. 1a), il modello di calcolo del silo PH110 F1 in quando riceve carichi maggiori dalla torre TT24-1 e supporta anche la struttura del gruppo scale.
In Fig. 1a è inoltre possibile osservare anche quanto sottolineato nell'iter progettuale, ossia che ai progettisti del silo è stato affidato anche il progetto della struttura di sostegno in carpenteria metallica, da cui la necessità di realizzare un unico modello di calcolo. In particolare, la sottostruttura, gli anelli circonferenziali della cupola, i meridiani che si intestano sul guscio cilindrico del silo e gli irrigidimenti della cupola stessa sono stati modellati con elementi "frame" di apposita sezione, il corpo cilindrico del silo, l'anello di base circonferenziale, la tramoggia con elementi "shell" di vario spessore.
In Fig. 2 si riportano alcune viste del modello FEM della struttura del silo. In particolare, in quanto non oggetto della presente memoria, si tralasciano le immagini del modello FEM della struttura di sostegno. La torre TT24-1 e il gruppo scale, mostrati in figura 1b, sono oggetti di appositi modelli di calcolo separati del modello del silo e di conseguenza, sul modello di calcolo del silo sono riportati i carichi che entrambe le strutture scaricano sul silo stesso (vedi par. 3).

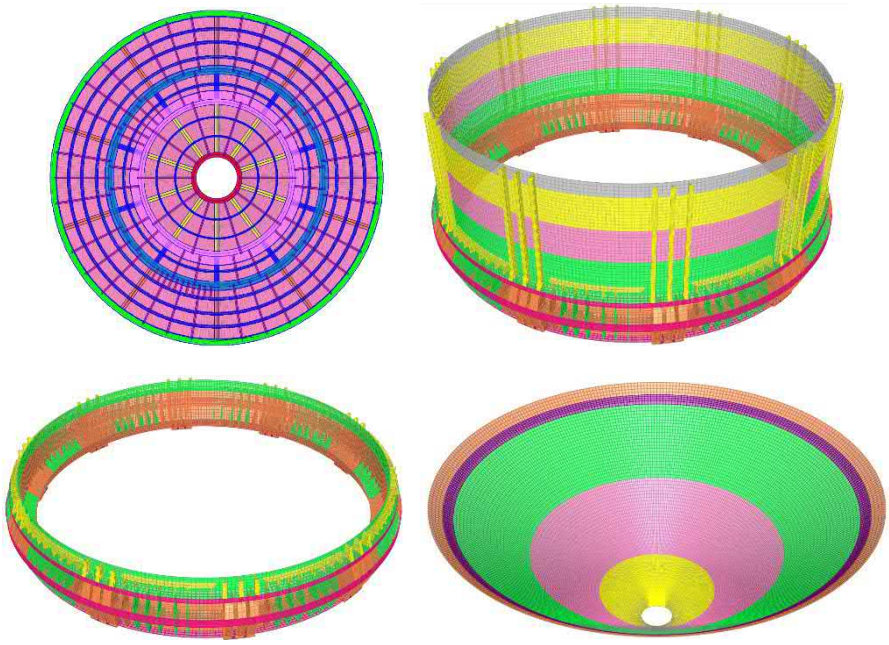


Fig. 2. Particolari Modello FEM Silo PH 110 F1 – (a) Cupola di copertura – (b) Guscio cilindrico – (c) Anello di base – (d) Tramoggia

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le azioni di calcolo e le verifiche strutturali si sono effettuate sulla base delle norme di seguito evidenziate:

- DIN EN 1991-4:2024-03: Azioni sulle strutture – Silos e Serbatoi;
- DIN EN 1993-4-1- 2024-01: Progettazione delle strutture di acciaio – Silos;
- DIN EN 1993-1-6 - 2023: Progettazione delle strutture di acciaio – Resistenza e stabilità delle strutture a guscio.

Per brevità, si è ritenuto opportuno riportare solo le normative che caratterizzano il calcolo delle azioni sui silos e la verifica a resistenza e stabilità delle strutture in carpenteria metallica. Fanno sempre parte dei documenti progettuali di riferimento tutti gli Eurocodici, con relativi annessi nazionali, necessari a definire tutti gli altri tipici carichi di progetto (neve, vento, azioni termiche ecc ecc…), le norme relative alla classe di esecuzione, le specifiche e gli standard progettuali propri del Cliente.

3 ANALISI DEI CARICHI

Nel presente paragrafo si riportano i carichi di progetto sulla struttura del silo soffermandosi, in particolare, sulle spinte del materiale insilato che rappresentano i carichi più significati.

3.1 - Carichi permanenti (DL)

Di seguito si riportano i carichi permanenti applicati sulla struttura:

- Peso proprio: calcolato automaticamente dal programma di calcolo. Il peso proprio nel modello di calcolo è stato amplificato del 15% al fine di considerare forfettariamente l'incidenza di piatti, bulloni e saldature non ovviamente presenti nel modello di calcolo stesso;
- Da EL.+27,00m ad EL.+11,90: peso di 40mm di basalto: 1.40 kN/m^2;
- Da EL.+11,90m ad EL.+9,00: peso of 15mm of hardox: 1.20 kN/m^2;
- Peso del distributore interno di prodotto ("pendolone"), incluso il peso del materiale: 1000 kN (applicato alla cerchiatura di chiusura della cupola);
- Carichi permanenti torre TT24-1 (vedi par. 3.7).

3.2 - Carichi Materiale (ML)

- Carichi materiale torre TT24-1 (vedi par. 3.7);
- Carichi dovuti al materiale contenuto nel silo e nella tramoggia, in accordo alla norma DIN EN 1991-4:2024-03 di seguito meglio specificati.

I carichi dovuti al materiale insilato dipendono dalle proprietà meccaniche del materiale stesso (Fig. 3), dalla geometria del silo e della tramoggia, e anche dalla fase di carico, in particolare di riempimento o svuotamento. La norma DIN EN 1991-4:2024-03 definisce, in base alla fase di carico che si sta analizzando, quale valore di μ, K e ϕ deve essere utilizzato (Fig. 3). Per brevità non si riporta tutta la trattazione del calcolo delle pressioni.

			CDRI-Silos PH 110 - F1 / F2
Density [kg/m³]		min	1720
		max	2140
Angle of repose dr		min	27°
		max	48°
Angle of internal friction di		min	34°
		max	41°
Lateral pressure ratio K		min	0.47
		max	0.57
Wall friction μ	CAST BASALT	min	0.57
		max	0.69
Assessment Class			3
Bottom load magnifying factor C_b			1.4
Wall frictional traction discharge factor C_w			0.93
Horizontal pressure discharge factor C_h			0.90
Patch load solid reference factor C_{ps}			1.0

	Characteristic value to be adopted		
Purpose:	Wall friction coefficient μ	Lateral pressure ratio K	Angle of internal friction ϕ_i
For the vertical wall or barrel			
Maximum normal pressure on vertical wall	Lower	Upper	Lower
Maximum frictional traction on vertical wall	Upper	Upper	Lower
Maximum vertical load on hopper or silo bottom	Lower	Lower	Upper
Purpose:	Wall friction coefficient μ	Hopper pressure ratio F	Angle of internal friction ϕ_i
For the hopper wall			
Maximum hopper pressures on filling	Lower value for hopper	Lower	Lower
Maximum hopper pressures on discharge	Lower value for hopper	Upper	Upper

Fig. 3. (a) Proprietà meccaniche materiale insilato – (b) DIN EN 1991-4:2024-03: Valori caratteristici da utilizzare.

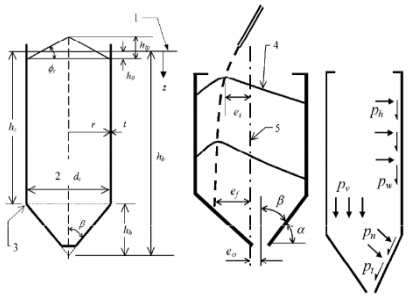


Fig. 4. (a) Geometria – (b) Eccentricità – (c) – Pressioni di calcolo

3.2.1 - Carico sulle pareti verticali del silo

Il carico sulle pareti verticali del silo dipende dalla geometria del silo stesso, in particolare dalla sua snellezza (h_c/d_c – Fig. 4). Nel caso in esame il silo viene classificato come "squat silo" (silo tozzo).

Fase di Riempimento (DIN EN 1991-4:2024-03 §5.3.1.1)

La massima pressione normale p_{hf} si ottiene considerando μ_L=0.57 e K_U = 0.57. In Fig. 5 a-b si riporta il valore della pressione normale alle differenti quote e il corrispondente carico applicato sul modello di calcolo.

z	Y_R (eq. 5.74)	p_{hf} (eq. 5.71)
[m]	[-]	[kN/m²]
4.14	0.000	0.00
5.14	0.101	22.77
6.14	0.186	42.00
7.14	0.259	58.42
8.14	0.322	72.57
9.14	0.377	84.86
10.14	0.424	95.61
11.14	0.466	105.08
12.14	0.504	113.47
12.44	0.514	115.80

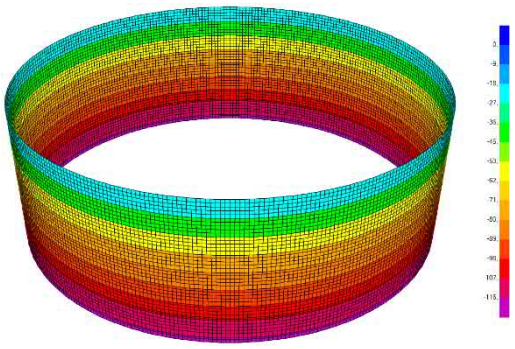


Fig. 5. (a) Pressione normale p_{hf} [kN/m^2] – (b) Modello FEM: Pressione normale p_{hf} [kN/m^2]

La massima pressione di attrito $p_{wf} = \mu \times p_{hf}$ si ottiene invece considerando μ_U=0.69 e K_U = 0.57. In Fig. 6 a-b si riporta il valore della pressione di attrito alle differenti quote e il corrispondente carico applicato sul modello di calcolo.

z	Y_R (eq. 5.74)	p_{wf} (eq. 5.72)
[m]	[-]	[kN/m²]
4.14	0.000	0.00
5.14	0.120	18.64
6.14	0.218	33.82
7.14	0.298	46.38
8.14	0.366	56.90
9.14	0.424	65.83
10.14	0.473	73.49
11.14	0.515	80.11
12.14	0.552	85.87
12.44	0.563	87.46

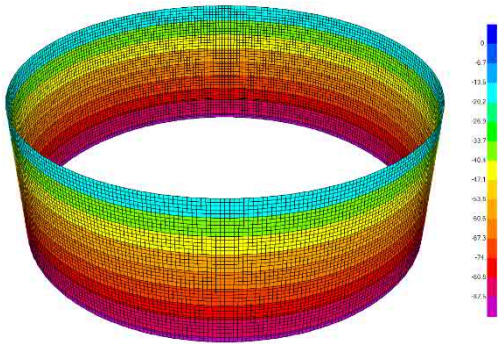


Fig. 6. (a) Pressione di attrito p_{wf} [kN/m^2] – (b)Modello FEM: Pressione attrito p_{wf} [kN/m^2]

La massima pressione verticale p_{vf} si ottiene considerando μ_L=0.57 e K_L = 0.47. In Fig. 7 si riporta il valore della pressione verticale alle differenti quote.

z	zv (eq. 5.80)	p_{vf} (eq. 5.79)
[m]	[-]	[kN/m²]
4.14	4.14	88.6
5.14	5.10	109.1
6.14	5.98	127.9
7.14	6.78	145.2
8.14	7.53	161.2
9.14	8.23	176.1
10.14	8.87	189.9
11.14	9.48	202.8
12.14	10.04	214.9
12.44	10.20	218.4

Fig. 7. (a) Pressione verticale p_{vf} [kN/m^2]

Fase di Svuotamento (DIN EN 1991-4:2024-03 §5.3.2.1)
Nel caso di sili tozzi, le pressioni nella fase di svuotamento possono essere considerate uguali a quelle nella fase di riempimento.

3.2.2 - Carico sulle pareti della tramoggia

Anche il carico sulle pareti verticali della tramoggia dipende dalla geometria della tramoggia stessa. A favore di sicurezza, nel caso in esame, la tramoggia è stata classificata come “steep hopper”.

Fase di Riempimento (DIN EN 1991-4:2024-03 §6.3.2) – Fase di Svuotamento (DIN EN 1991-4:2024-03 §6.3.3)
Nel caso in esame, a differenza delle pressioni sul mantello del silo, le pressioni sul corpo della tramoggia non sono uguali per la fase di riempimento e svuotamento. In particolare, p_{nf} e p_{tf} sono

le pressioni normali e tangenziali nella fase di riempimento, p_{ne} e p_{te} le pressioni normali e tangenziali nella fase di svuotamento. In Fig. 8 a-b, Fig. 9 a-b e in Fig. 10 a-b si riportano i valori delle pressioni in tramoggia alle differenti quote e il corrispondente carico applicato sul modello di calcolo per entrambe le fasi.

x	p_v	p_{nf}	p_{tf}
	(eq. 6.7)	(eq. 6.19)	(eq. 6.20)
[m]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kN/m^2]
0.0	0.0	0.0	0.00
0.5	236.2	228.8	50.33
1.5	302.3	292.8	64.42
2.5	329.1	318.7	70.11
3.5	341.4	330.6	72.73
4.5	345.8	334.9	73.68
5.5	345.1	334.2	73.53
6.5	340.9	330.1	72.63
7.5	333.9	323.4	71.15
8.5	324.9	314.6	69.22
9.5	314.1	304.2	66.92
10.2	305.7	296.1	65.14

x	p_v	p_{ne}	p_{te}
	(eq. 6.7)	(eq. 6.24)	(eq. 6.25)
[m]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kN/m^2]
0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	116.0	126.6	27.9
1.5	192.1	209.8	46.1
2.5	234.9	256.5	56.4
3.5	263.0	287.1	63.2
4.5	282.0	307.9	67.7
5.5	294.9	321.9	70.8
6.5	303.0	330.8	72.8
7.5	307.5	335.7	73.8
8.5	308.9	337.2	74.2
9.5	307.8	336.0	73.9
10.2	305.7	333.8	73.4

Fig. 8. (a) Pressioni in tramoggia fase di riempimento [kN/m^2] – (b) Pressioni in tramoggia fase di svuotamento [kN/m^2]

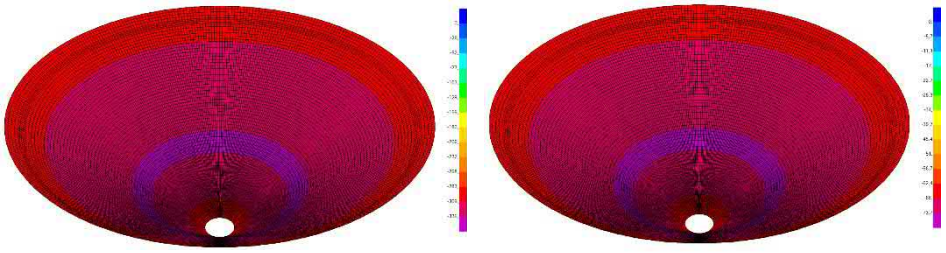


Fig. 9. (a) Pressioni p_n nella fase di riempimento [kN/m^2] – (b) Pressioni p_t nella fase di riempimento [kN/m^2].

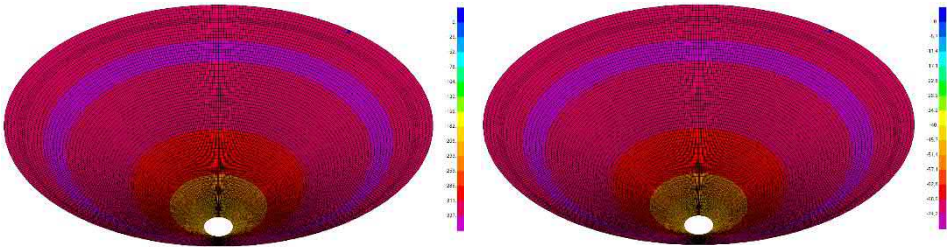


Fig. 10. (a) Pressioni p_n nella fase di svuotamento [kN/m^2] – (b) Pressioni p_t nella fase di svuotamento [kN/m^2]

3.3 - Carichi Accidentali (LL) – Apparecchiature (EL) – Belt Tension (BT) – Monorotaie (MRL)

I carichi accidentali (LL), delle apparecchiature (EL), dovuti alla Belt tension dei nastri trasportatori (BT), delle monorotaie (MRL) sono applicati esclusivamente sulla torre TT24-1, che li scarica poi sulla struttura del silo. Fa leggera eccezione a quanto detto solo il carico accidentale, applicato anche alle passerelle attorno ai sili.

3.4 - Carico Vento (WL)

- Carichi vento torre TT24-1 (vedi par. 3.7);
- Carico vento applicato sulla struttura del silo. In particolare, in accordo alla DIN EN 1991-1-4 §7.9, il vento sulla superficie del silo dipende dal numero di Reynolds R_e. I coefficienti di pressione c_p, infatti, sono funzione di R_e, e dall'angolo α (Fig. 11). Per il calcolo dei coefficienti di pressione si è tenuto in conto anche della posizione dei sili in pianta.

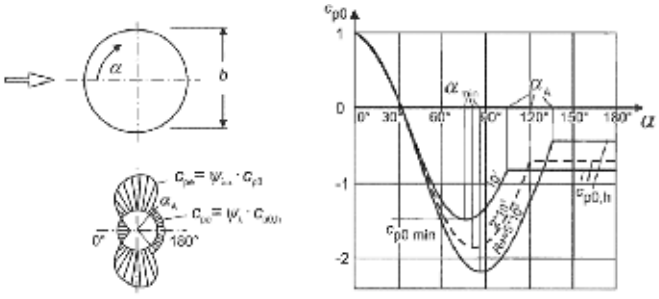


Fig. 11. Distribuzione di pressione per cilindri circolari

3.5 - Carico Neve (SL) e Ghiaccio (IL)

- Relativamente al carico da neve sono state considerate due condizioni di carico: "carico neve in condizioni normali" (SL) e "carico neve in condizioni eccezionali" (SLexc) con op-portune combinazioni di carico. In condizioni eccezionali il carico è 2.3 volte il carico in condizioni normali. Il carico "neve in condizioni normali" risulta pari a:
  - Da EL 34.4m ad EL 32.5m: SL = 0.85 kN/m^2;
  - Da EL 32.5m a EL 27.0m : SL 0.68 kN/m^2;
- Il carico del ghiaccio è stato calcolato in accordo alla DIN 1055-5:2005-07. In ogni caso, a causa della presenza di diversi profili di acciaio, viene considerato il peggiore scenario tra:
  - [IL] = 5% [DL] per le strutture;
  - [IL] = 2.9 kN/m lungo altezza del silo;
- Carichi neve e ghiaccio torre TT24-1 (vedi par. 3.7).

3.6 - Carico Temperatura

Il delta termico uniforme che si è considerato per tutta la struttura è pari a $\pm$ 40 °C.
In accordo con la norma DIN EN 1991-4:2024-03 section 5.6.2, nel caso di sili circolari, è stata considerata un'ulteriore pressione circonferenziale aggiuntiva p_{ht} che ha lo scopo di considerare le sollecitazioni che nascono nel mantello del silo dovute al fatto che il mantello stesso può avere una temperatura diversa rispetto al materiale insilato.

Su richiesta del cliente si è considerato un delta termico per questo fenomeno pari a 22 °C. In Fig. 12 a-b, sono rispettivamente riportate le pressioni applicate al modello di calcolo e lo stato tensionale circonferenziale che si ottiene nel mantello del silo. Relativamente a questo fenomeno, è possibile osservare che crea esclusivamente delle trazioni circonferenziali che, se da un lato aumentano lo sforzo di Von Mises nel mantello del silo, dall'altro non hanno influenza sull'instabilità del guscio cilindrico.

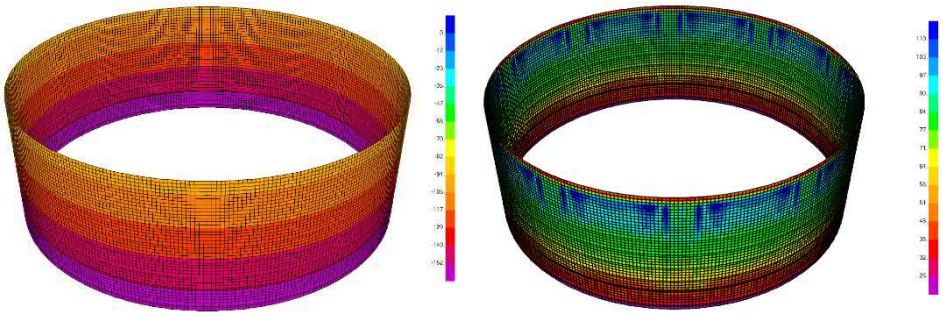


Fig. 12. (a) Pressioni p_{ht} sul mantello del silo [kN/m^2] – (b) Sforzi circonferenziali di trazione sul mantello del silo [MPa]

3.7 - Carichi strutture accessorie

Come accennato precedentemente, la struttura del silo PH110 F1 supporta la torre TT24-1 e la struttura del gruppo scale e montacarichi. Tali strutture sono state analizzate in modelli di calcolo separati le cui reazioni vincolari sono state opportunamente applicate sul modello di calcolo del silo. In Fig. 13a sono riporti i punti in cui la torre è vincolata gli anelli circonferenziali della cupola, in Fig. 13b le risultanti globali dei carichi applicati sulla torre stessa.

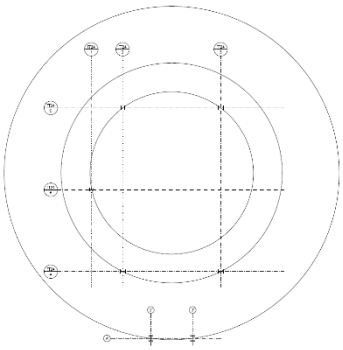


TABELLA: Reazioni Base

Caso Carico	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
DL	0	0	1306
IL	0	0	59
EL	0	0	488
LL	0	0	540
ML	0	0	211
MRL1	-5	0	59
MRL2	-5	0	59
MRL3	-5	0	59
BT	190	0	36
T1 -40°C	0	0	0
T2 140°C	0	0	0
SL	0	0	150
SL-exc	0	0	352
WL_X+	-416	0	0
WL_X-	416	0	0
WL_Y+	0	-470	0
WL_Y-	0	470	0
IML_X+	0	0	0
IML_X-	0	0	0
IML_Y+	0	0	0
IML_Y-	0	0	0

Fig. 13. (a) Torre TT24-1: Appoggi torre sugli anelli circonferenziali della cupola – (b) Reazioni Base Torre TT24-1

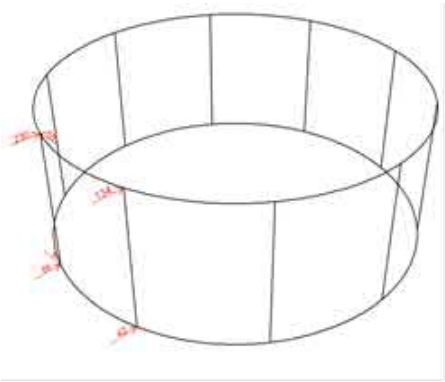


Fig. 14. Gruppo scale e montacarichi – Azioni vento longitudinale sul silo

La struttura invece del gruppo scale e montacarichi è indipendente dalla struttura del silo per quanto riguarda i carichi verticali e orizzontali in direzione trasversale, mentre risulta vincolata al silo stesso per quanto riguarda i carichi orizzontali in direzione longitudinale (Fig. 14).
Come si può osservare i "valori finali" appena esposti sono comparabili con quelli ipotizzati in fase di pre-dimensionamento, confermandone l'importanza. Lo scopo del pre-dimensionamento è infatti proprio quello di conoscere i "macro numeri" che caratterizzano il progetto sia a livello di carichi che a livello di sollecitazioni e prevedere i risultati del modello di calcolo al fine di non "essere in balia" del modello stesso.

3.8 - Combinazioni di carico e reazioni alla base

Carichi Base	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
SW	-	-	10260
DL	-	-	14245
IL	-	-	578
EL	-	-	490
LL	-	-	540
ML	-	-	209522
MRL1	-4.0	-	59
MRL2	-4.0	-	59
MRL3	-7.0	-	59
BT	191	-	36
SL	-	-	483
SLexc	-	-	1217
WL_X+	-969	-	
WL_X-	+969	-	
WL_Y+	-	-478	
WL_Y-	-	+478	

I carichi base, precedentemente descritti, sono stati poi combinati in accordo alle specifiche di progetto e alla normativa DIN EN 1990/NA:2010-12 sia per gli Stati Limite Ultimi (SLU), che per gli stati limite di esercizio (SLE).
Come evidenziato nella tabella, il carico dovuto al peso e alla spinta del materiale (ML), risulta molto superiore rispetto agli altri carichi progettuali e, di conseguenza, è il carico che maggiormente influenza la progettazione strutturale della struttura del silo stesso.

4 VERIFICHE STRUTTURALI

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche strutturali (resistenza e/o instabilità) per i vari elementi del silo. Le verifiche di instabilità vengono realizzate in accordo alla DIN EN 1993-1-6 sfruttando appositi fogli elettronici di calcolo. Per determinare il moltiplicatore critico si sono effettuate delle analisi di buckling, opportunamente definite in funzione delle varie parti del guscio oggetto di verifica. Relativamente alle verifiche di resistenza, invece, si verifica che il massimo sforzo di Von Mises sia inferiore al massimo sforzo ammissibile. Profili e piatti della carpenteria metallica sono in realizzati in acciaio S355J2.

4.1 - La cupola di copertura

Verifica di instabilità

La struttura di copertura è soggetta a una compressione dovuta principalmente al peso "del pendolone", alla pressione del vento e ai carichi di compressione trasmessi dalla torre TT24-1.
In Fig. 15a si riporta la deformata del primo modo di buckling relativamente alla parte alta della cupola che presenta un R_{CR} pari a 3.50, in Fig. 15b gli sforzi di compressione.

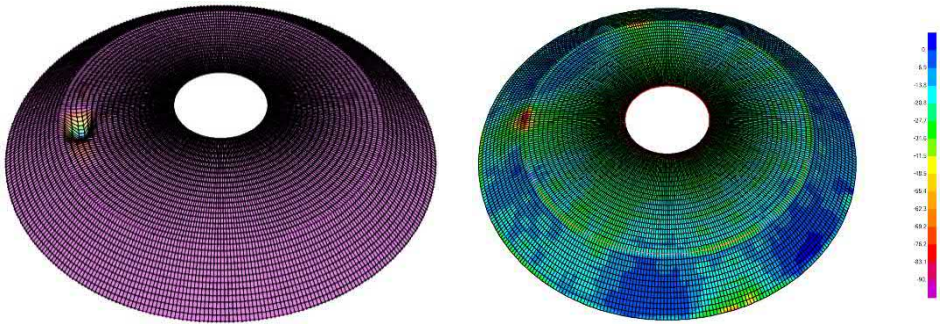


Fig. 15. (a) Buckling cupola alta – I Modo (R_{CR} = 3.50) – (b) Modello FEM: Sforzi compressione (σ_{max} = -90 MPa)

Dalla tabella sotto è possibile osservare che, visto che il massimo sforzo di compressione risulta inferiore a 90 MPa, la verifica risulta soddisfatta.

Buckling check			
σed_max	90,00	[N/mm2]	LA analysis - Design combination equivalent stress
Rcr	3,50	[-]	Elastic critical buckling resistance ratio from structural model - Buckling Analysis
Rpl = fy / σed_max	3,94	[-]	fyk/σEd - plastic reference resistance ratio
λov	1,062	[-]	overall relative slenderness
Q	40	[-]	Fabrication tolerance quality class A
Δwk/t	0,58	[-]	
αov = αx	0,330	[-]	imperferction factor
λov,0	0,2	[-]	squash limit slenderness
βov = βx	0,6	[-]	plastic range factor
η	1,0	[-]	interaction exponent
λov,p	0,91	[-]	plastic limit slenderness
χov	0,293	[-]	elastic-plastic buckling reduction factor
γM1	1,15	[-]	partial factor
Rp = Rpl*χ / YM1 ≥ 1	1,00	[-]	design buckling resistance ratio

In Fig. 16a si riporta la deformata del primo modo di buckling relativamente alla parte bassa della cupola che presenta un R_{CR} pari a 4.21, in Fig. 16b gli sforzi di compressione.

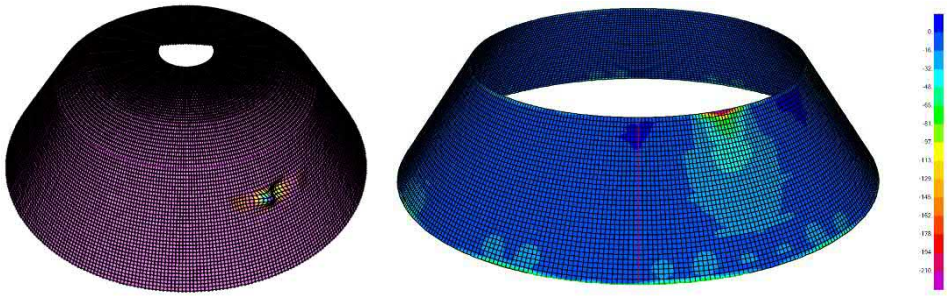


Fig. 16. (a) Buckling cupola bassa – I Modo (R_{CR} = 4.21) – (b) Modello FEM: Sforzi compressione (σ_{max} = -210 MPa)

Dalla tabella sotto è possibile osservare che, visto che il massimo sforzo di compressione risulta inferiore a 210 MPa, la verifica risulta soddisfatta.

Buckling check				
σed_max	210,00	[N/mm2]	LA analysis - Design combination equivalent stress	
Rcr	4,21	[-]	Elastic critical buckling resistance ratio from structural model - Buckling Analysis	(DIN EN1993-1-6 §8.7.2(5))
Rpl = fy / σed_max	1,69	[-]	fyk/σEd - plastic reference resistance ratio	(DIN EN1993-1-6 8.33)
λov	0,634	[-]	overall relative slenderness	(DIN EN1993-1-6 8.34)
Q	40	[-]	Fabrication tolerance quality class A	(DIN EN1993-1-6 Tab.D.2)
Δwk/t	0,35	[-]		
αov = αx	0,437	[-]	imperferction factor	
λov,0	0,2	[-]	squash limit slenderness	(DIN EN1993-1-6 D.26)
βov = βx	0,6	[-]	plastic range factor	(DIN EN1993-1-6 D.26)
η	1,0	[-]	interaction exponent	(DIN EN1993-1-6 D.26)
λov,p	1,05	[-]	plastic limit slenderness	(DIN EN1993-1-6 8.16)
χov	0,692	[-]	elastic-plastic buckling reduction factor	(DIN EN1993-1-6 8.13-8.14-8.15)
γM1	1,15	[-]	partial factor	
Rp = Rpl*χ / YM1 ≥ 1	1,02	[-]	design buckling resistance ratio	(DIN EN1993-1-6 8.35-8.36-8.37)

Verifica di resistenza

Nelle figure seguenti si riportano i massimi sforzi di Von Mises rispettivamente nella parte alta e bassa della cupola di copertura che risultato inferiori al massimo sforzo ammissibile.

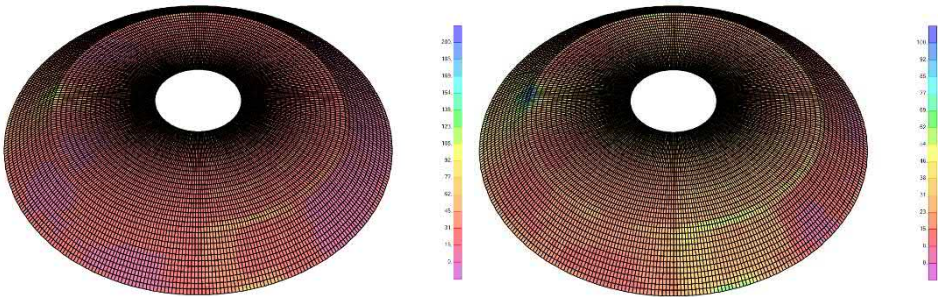


Fig. 17. (a) Modello FEM: Sforzi Von Mises [MPa] – (b) Modello FEM: Sforzi Von Mises dettaglio [MPa]

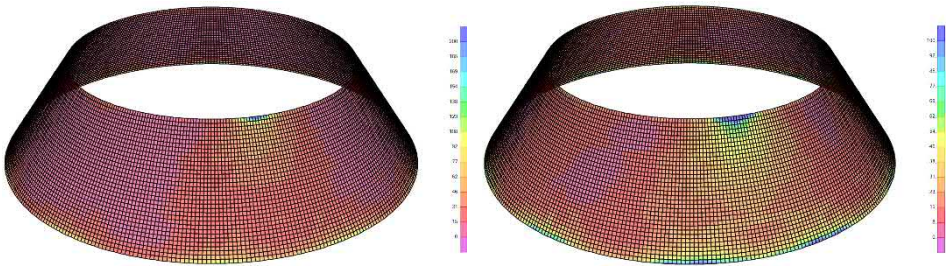


Fig. 18. (a) Modello FEM: Sforzi Von Mises [MPa] – (b) Modello FEM: Sforzi Von Mises dettaglio [MPa]

4.2 - Il Guscio Cilindrico

Verifica di instabilità

10.6.1 Buckling stress DRI SILO					
ext dia	24000	mm			
int dia	23970	mm			
l	8300	mm	cylinder lenght between defined boundaries		
r	11993	mm	radius of cylinder middle surface		
t	15	mm	thickness of shell		
E	2100000	[daN/cm2]			
k_E,θ	1		Reduction of E becuse of temperature		(DIN EN1993-1-2 Tab.3.1)
E	2100000	[daN/cm2]	k_E,θ * E		
fyk	355				
k_y,θ	1		Reduction of fy becuse of temperature		(DIN EN1993-1-2 Tab.3.1)
fyk	355	[N/mm2]	k_y,θ * fyk		
Circumferential buckling					
Acting forces - depression and wind pressure					
p_n	**-0.02**	[bar]	maximum depression		
p_n	-2	[kN/m2]			
$q_{w,max}$	1.18	[kN/m2]	maximum wind pressure		
k_w	0.75		coeff. for equivalent uniform wind pressure		(DIN EN1993-1-6 D.29)
γ_M	1.5	[-]			
p_{tot}	2.9	[kN/m2]	$p_n+k_w*q_{w,max}$		
p_{totd}	4.3		$p_{tot}*\gamma_M$	design pressure	
$\sigma\theta d$	3.47	[N/mm2]	$p_{totd}*r/t$		(DIN EN1993-1-6 §A2.4)

Nel guscio cilindrico possono verificarsi due tipologie di instabilità: in direzione circonferenziale e in direzione meridiana.
L'instabilità circonferenziale dipende dall' eventuale depressione che, in caso di silo vuoto, potrebbe comportare delle forze di compressione circonferenziali nel mantello e dall'azione del vento. La massima depressione di progetto risulta pari a 2 kN/m^2. In Fig. 19 si riporta, a favore di sicurezza, la resistenza a instabilità per compressione circonferenziale nel caso dello spessore minore del mantello stesso, pari a 15 mm. Lo sforzo sollecitante risulta minore dello sforzo resistente e di conseguenza la verifica è soddisfatta.

L'instabilità in direzione meridiana è invece dovuta, da un lato, ai carichi trasmessi dalla struttura di copertura, dall'altro, alle azioni trasmesse per attrito dal materiale insilato che costituiscono l'effetto preponderante. In Fig. 20a si riporta la deformata del primo modo di buckling relativamente al corpo cilindrico che presenta un R_{CR} pari a 10.93, in Fig. 20b gli sforzi di compressione.

Resisting Forces				
ω	19.57	[-]		(DIN EN1993-1-6 D.19)
Cθ	1.00	[-]	boundary Condition BC2-BC2	(DIN EN1993-1-6 Tab.D.3)
ω/Cθ	short cyl.		cylinder length type	(DIN EN1993-1-6 D.20-D.22-D.24)
Cθs	1.054	[-]	boundary Condition BC2-BC2	(DIN EN1993-1-6 Tab.D.4)
σθRcr	13.02	[N/mm2]	elastic critical circumferential buckling stress	(DIN EN1993-1-6 D.21-D.23-D.25)
λθ	5.22	[-]	$(fyk/\sigma\theta Rcr)^{\wedge 0.5}$ relative slenderness	(DIN EN1993-1-6 8.17)
αθ	0.75	[-]	fabrication tolerance quality class A	(DIN EN1993-1-6 Tab.D.5)
β	0.6	[-]	plastic range factor	(DIN EN1993-1-6 D.26)
η	1	[-]	interaction exponent	(DIN EN1993-1-6 D.26)
λθ0	0.4	[-]	squash limit slenderness	(DIN EN1993-1-6 D.26)
λθp	1.369	[-]	plastic limit relative slenderness	(DIN EN1993-1-6 8.16)
Buckling type	elastic			(DIN EN1993-1-6 8.13-8.14-8.15)
χθ	0.028	[-]	elastic-plastic buckling reduction factor	(DIN EN1993-1-6 8.13-8.14-8.15)
γ_{M1}	1.15	[-]	partial factor	
σθRd	8.5	[N/mm2]	Design buckling stress	(DIN EN1993-1-6 8.11)

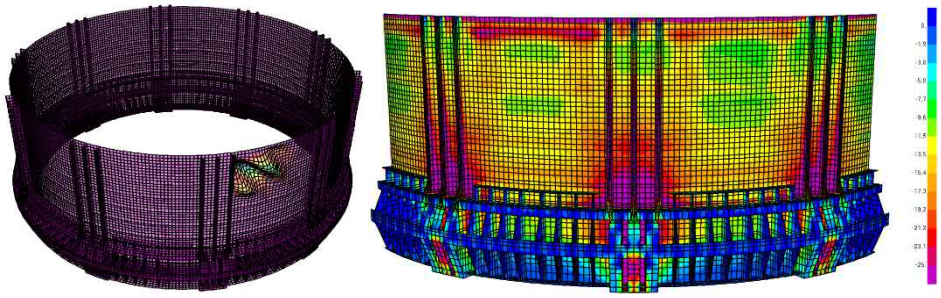


Fig. 20. (a) Buckling corpo cilindrico – I Modo (R_{CR} = 10.93) – (b) Modello FEM: Sforzi compressione (σ_{max} = -25 MPa)

Nella tabella sotto invece si riporta, a favore di sicurezza per il minimo spessore del mantello pari a 15mm, il calcolo del massimo sforzo resistente per instabilità in direzione meridiana.
Su richiesta del cliente si è considerata una classe di fabbricazione "eccellente". Sempre a supporto del concetto dell'estrema importanza di un dimensionamento preliminare, è possibile osservare che, nel caso di classe di esecuzione di tipo "alta", si ottiene lo stesso identico valore di resistenza a instabilità ottenuto con la raccomandazione CECM utilizzata nel dimensionamento preliminare.

10.6.1 Buckling stress DRI SILO											
ext dia	24000	mm									
int dia	23970	mm									
l	8300	mm		cylinder lenght between defined boundaries							
r	11993	mm		radius of cylinder middle surface							
t	15	mm		thickness of shell							
E	2100000	[daN/cm2]									
k_E,θ	1			Reduction of E becuse of temperature					(DIN EN1993-1-2 Tab.3.1)		
E	2100000	[daN/cm2]		k_E,θ * E							
fyk	355										
k_y,θ	1			Reduction of fy becuse of temperature					(DIN EN1993-1-2 Tab.3.1)		
fyk	355	[N/mm2]		k_y,θ * fyk							

Resisting Forces											
ω	19.57	[-]							(DIN EN1993-1-6 D.1)		
ω	medium cyl.			cylinder length type					(DIN EN1993-1-6 D.3-D.5-D.7)		
Cxb	1.00	[-]		boundary condition BC2-BC2					(DIN EN1993-1-6 Tab.D.1)		
Cx	1.00	[-]							(DIN EN1993-1-6 D.4-D.6-D.8)		
σxRcr	218.60	[N/mm2]							(DIN EN1993-1-6 D.2)		
λx	1.274	[-]		$(fyk/\sigma xRcr)^{\wedge 0.5}$		relative slenderness			(DIN EN1993-1-6 8.17)		
Q	40	[-]		fabrication tolerance quality class A					(DIN EN1993-1-6 Tab.D.2)		
Δwk	10.6			characteristic imperfection amplitude					(DIN EN1993-1-6 D.15)		
αxG	0.83								(DIN EN1993-1-6 D.14a)		
αx1	0.38								(DIN EN1993-1-6 D.14b)		
αx	0.317	[-]		αxG*αx1		meridional elastic buckling reduction factor					
λx0	0.2	[-]		squash limit slenderness					(DIN EN1993-1-6 D.16)		
βx	0.486	[-]		plastic range factor					(DIN EN1993-1-6 D.14c)		
ηx	1.3	[-]		interaction exponent					(DIN EN1993-1-6 D.14d)		
χxh	1.0			hardening limit					(DIN EN1993-1-6 D.14d)		
λxp	0.78	[-]		plastic limit relative slenderness					(DIN EN1993-1-6 8.16)		
Buckling type	elastic								(DIN EN1993-1-6 8.13-8.14-8.15)		
χx	0.195	[-]		elastic-plastic buckling reduction factor					(DIN EN1993-1-6 8.13-8.14-8.15)		
γ_{M1}	1.15	[-]		partial factor							
σxRd	60.2	[N/mm2]		Design buckling stress					(DIN EN1993-1-6 8.11)		

Come si può osservare in Fig. 21, lo sforzo di compressione in direzione meridiana nel mantello del silo risulta minore del massimo valore ammissibile e di conseguenza la verifica risulta soddisfatta.

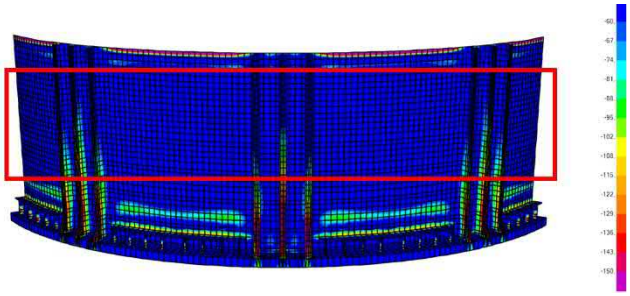


Fig. 21. (a) Modello FEM: Sforzi compressione meridiana

Verifica di resistenza

Nelle figure seguenti si riportano i massimi sforzi di Von Mises nel mantello che risultato inferiori al massimo sforzo ammissibile.

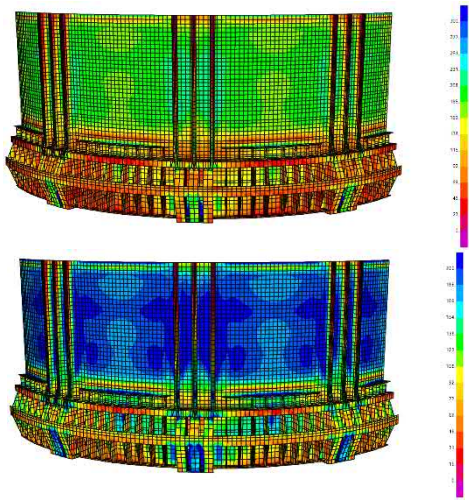


Fig. 22. (a) Modello FEM: Sforzi Von Mises mantello [MPa] – (b) Modello FEM: Sforzi Von Mises mantello [MPa]

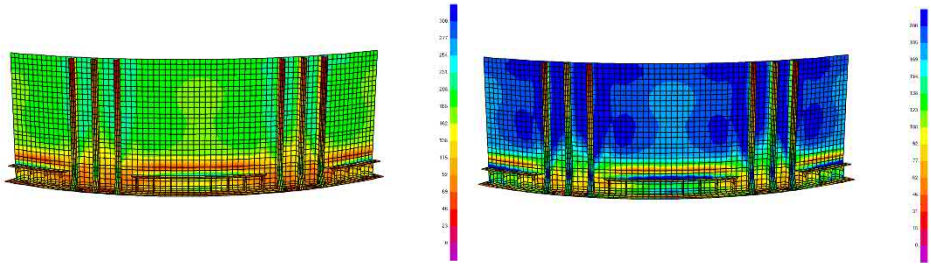


Fig. 23. (a) Modello FEM: Dettaglio Sforzi Von Mises mantello [MPa] – (b) Modello FEM: Dettaglio Sforzi Von Mises mantello [MPa]

4.3 - La tramoggia

Verifica di resistenza

Nelle figure seguenti si riportano i massimi sforzi di Von Mises nella tramoggia che risultano inferiori al massimo sforzo ammissibile. I picchi tensionali, che si possono osservare nell'immagine sotto riportata, sono figli del modello di calcolo e si considerano trascurabili al fine progettuale.

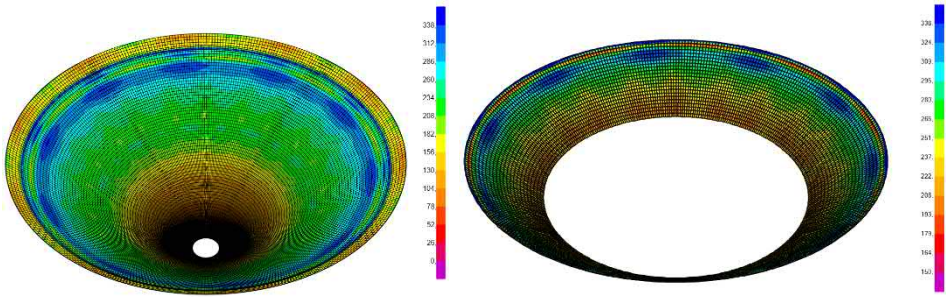


Fig. 24. (a) Modello FEM: Sforzi Von Mises tramoggia [MPa] – (b) Modello FEM: Sforzi Von Mises tramoggia – dettaglio zona 25 mm spessore [MPa]

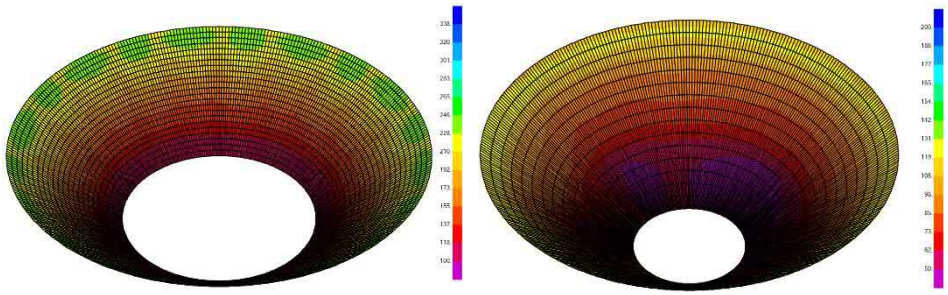


Fig. 25. (a) Modello FEM: Sforzi Von Mises tramoggia [MPa] - dettaglio zona 20 mm spessore – (b) Modello FEM: Sforzi Von Mises tramoggia – dettaglio zona 15 mm spessore [MPa]

4.4 - L'Anello di base

Nelle figure seguenti si riportano i massimi sforzi di Von Mises nell'anello di base che risultato inferiori al massimo sforzo ammissibile. I picchi tensionali, che si possono osservare in prossimità degli appoggi della sottostruttura, sono figli del modello di calcolo e per tanto trascurabili. Infatti, anche se non oggetto della presente memoria, il modello della sottostruttura è realizzato con elementi di tipo frame e di conseguenza, differentemente dalla realtà, il collegamento "anello di base – sottostruttura" è in un unico punto nel modello FEM. Per analizzare questa zona è stato infatti realizzato un modello di calcolo di dettaglio del nodo.

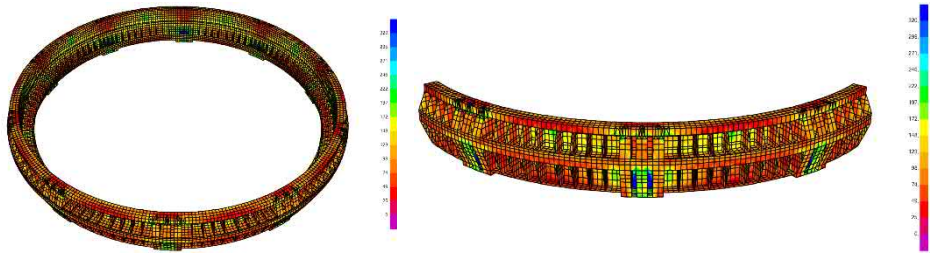


Fig. 26. (a) Modello FEM: Sforzi Von Mises anello di base [MPa]– (b) Modello FEM: Sforzi Von Mises anello di base dettaglio [MPa]

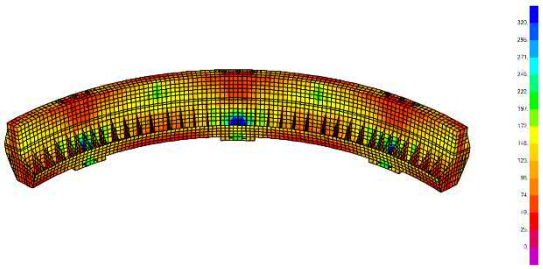


Fig. 27. (a) Modello FEM: Sforzi Von Mises anello di base dettaglio [MPa]

5 ANALISI DEL II ORDINE

Oltre a delle analisi elastiche lineari con biforcazione equilibrio (LBA), i cui risultati sono stati esposti nei paragrafi precedenti, su richiesta del cliente, si sono sviluppate anche delle analisi al II ordine o GNIA (Geometrical Non Linear Analisys with imperfection).
In particolare, in tale analisi, il calcolo "non parte" da una condizione in-deformata, bensì da una condizione deformata figlia delle imperfezioni alla base dell'analisi stessa.
Come forme di imperfezioni è buona prassi progettuale considerare i modi di buckling, figli dell'omonima analisi, opportunamente definita in funzione delle parti di struttura che si stanno analizzando. Tali imperfezioni possono essere poi combinate tra loro in segno e ampiezza, al fine di determinare delle deformate significative dal punto di vista del calcolo.
Nel caso in esame tali analisi hanno dimostrato, come ci si poteva aspettare, che la struttura risulta poco sensibile a tali effetti.

BIBLIOGRAFIA

[1] CSI Italia S.r.l. - "SAP2000", Programma di calcolo strutturale.
[2] *"Memoria FOA-MORBIO-Altri" – XXX Congresso C.T.A.* : Progettazione e dimensionamento di Sili di grandi dimensioni – Un caso paradigmatico

KEYWORDS

Steel Silos, materials, products.

ILOT A7/A8 – AUSTERLITZ - UN TRES BEAU PROJET PROGETTO DI MONTAGGIO DELLE STRUTTURE METALLICHE DELL'OPERAZIONE A7/A8 -AUSTERLITZ – PARIGI

ILOT A7/A8 – AUSTERLITZ - UN TRES BEAU PROJET PROJECT FOR THE ASSEMBLY OF THE METAL STRUCTURES OF OPERATION A7/A8 - AUSTERLITZ - PARIS

Michele Zantedeschi,
WSC Engineering
Negrar di Valpolicella (VR) Italia
m.zantedeschi@wscengineering.it

Marco Cattane
Directeur étude Techniques
Ouvrages fonctionnels réhabilités
île-de-France - Bateg - VINCI
marco.cattane@vinci-construction.com

ABSTRACT

The "ILOT A7/A8 – AUSTERLITZ" project, carried out by Bateg – Vinci Construction, involved the construction of an 84,349 m² real-estate development in the 13th arrondissement of Paris. The complex occupies an overall footprint of approximately 22,400 m² and comprises five underground levels and eight above-ground storeys. It consists of several reinforced-concrete and timber buildings interconnected by four multi-storey bridge buildings featuring steel Vierendeel load-bearing frames and composite steel–reinforced concrete floor systems, together with a suspended steel footbridge. Additional steelwork includes various floor and deck structures, internal connecting walkways, and rooftop technical facilities.

The steelwork erection design, developed by WSC Engineering in close cooperation with Bateg's technical team, presented a number of significant challenges from the outset. These included the overnight lifting, handling and positioning, using high-capacity mobile cranes, of eight 24 m-long girders forming the bridge building above Paris Metro Line 5; the phased erection of the central bridge buildings using the site tower cranes; the definition, positioning, installation sequence and subsequent removal of temporary stabilising systems; and the structural and deformation compatibility checks required for all structures under the transient structural configurations occurring throughout the erection process.

Particular attention was also devoted to the planning and management of transportation and site deliveries. Due to the lack of available storage and laydown areas, the various large prefabricated

sections were unloaded directly from special transport vehicles and, except in a limited number of specific cases, immediately lifted and installed in their final positions.
During the eight months devoted to developing the erection design, detailed erection sequences and lifting kinematics were prepared; temporary support structures were designed, specified and fabricated; the geometry and characteristics of temporary towers were defined; all erection equipment and lifting devices were conceived, analysed and put into production; three-dimensional graphical simulations and videos of the most critical phases were produced; and the load-bearing capacity of the reinforced-concrete structures crossed or occupied by erection and lifting equipment was assessed and verified, with strengthening measures designed wherever required.
All these activities were carried out in accordance with an extremely demanding construction schedule. Steelwork erection commenced in mid-August 2025 and was successfully completed in October 2025.

SOMMARIO

L'operazione "ILOT A7/A8 – AUSTERLITZ", è stata realizzata da Bateg - Vinci Construction ed ha riguardato la realizzazione di un complesso immobiliare di 84349 mq nel 13° arrondissement a Parigi. L'insieme di strutture, che si estendono su una superficie complessiva di 22400 mq e si sviluppano su 5 piani interrati e 8 piani fuori terra è costituito da vari corpi di fabbrica in cemento armato e legno, tra loro collegati da 4 edifici ponte multipiano con struttura portante a travi Vierendeel, in acciaio, con solai in acciaio e cemento armato; e da una passerella metallica sospesa. Completano le opere in acciaio varie strutture di impalcato, passerelle interne di collegamento e dei locali tecnici in copertura. Il progetto di montaggio delle carpenterie metalliche sviluppato da WSC Engineering in sinergia con l'equipe tecnica di Bateg, ha presentato fin da subito importanti criticità da risolvere, tra cui la movimentazione e la messa in posizione in notturna con autogru ad alta portata delle 8 travi da 24 metri per l'edificio ponte sopra la linea 5 della metropolitana, il montaggio per fasi con l'utilizzo delle gru di cantiere degli edifici ponte centrali, la definizione, il posizionamento, la sequenzialità di installazione e di rimozione delle stabilità provvisorie e le verifiche di compatibilità statica e deformativa di tutte le strutture con gli schemi statici transitori al progredire del montaggio. È stata altresì studiata con particolare cura e attenzione la gestione dei trasporti e degli approvvigionamenti al cantiere, dove, per la mancanza di spazi di deposito e stoccaggio i vari macro-conci sono stati scaricati dal convoglio eccezionale e tranne alcune casi particolari, di fatto, direttamente montati in opera. Durante gli 8 mesi di sviluppo del progetto di montaggio sono state prodotte le fasistiche ed i cinematismi di sollevamento; progettate, definite e realizzate le strutture transitorie di sostegno; sono state individuate geometrie e caratteristiche delle torri provvisorie; concepite, calcolate e messe in produzione tutte le attrezzature di montaggio; create simulazioni grafiche 3D e video delle fasi critiche; calcolate e verificate le portate delle strutture in cemento armato e ove necessario progettati i rinforzi su cui transitano i mezzi di montaggio e sollevamento. Il tutto nel rispetto del serratissimo planning di cantiere, che ha visto le operazioni di montaggio delle carpenterie metalliche iniziare a ferragosto 2025 e ultimarsi con successo ad ottobre 2025

1 INQUADRAMENTO

1.1 Finalità e dati progettuali

L'operazione **ÎLOT A7/A8** si colloca a Parigi, tra la Gare d'Austerlitz e Boulevard de l'Hopital nel 13 Arrondissement e costituisce una delle opere ricomprese nel progetto di riqualificazione urbana **«Paris rive gauche».**
Il progetto che ha avuto inizio nel 2024 e si è conclusa nel 2026 si pone gli obbiettivi di:

- Unificare e favorire i collegamenti all'interno del quartiere, sia verso la stazione (RER, Metro e Treni) che verso l'Ospedale della Pitié-Salpêtrière
- Realizzare nuovi spazi lavorativi, hotel e negozi
- Realizzare delle residenze per studenti e alloggi a prezzi concordati
- Raggruppare gli uffici dell'Agence Française de Développement (AFD)
- Creare una riforestazione urbana ed edifici ad alta efficienza energetica



Fig. 1. Inquadramento d'insieme

Alcuni dati

- 84349 mq complessivi - 52.000 mq di uffici - 16,462 mq di negozi
- Un hotel di 210 camere - 141 nuovi alloggi e una residenza studentesca di 81 camere -
- 4000 mq di locali SNCF - un auditorium, un locale associativo, uno spazio espositivo
- Più di 8.000 mq di spazi verdi - un parco fotovoltaico di 3.200 mq
- Più di 3000 Ton di strutture in acciaio
- **Maîtres d'ouvrage** : kaufman & broad / altarea / gares & connexions / indigo
- **Impresa realizzatrice** BATEG - VINCI Construction
- **Fornitore delle carpenterie metalliche** – SCL costruzioni e montaggi srl
- **Fornitore delle travi alveolari di piano** – Arcelor Mittal SA
- **Progetto di montaggio e costruttivo di officina** – WSC Engineering

L'insieme di strutture, si estende su una superficie complessiva di 22400 mq e si sviluppa su 5 piani interrati e 8 piani fuori terra. È costituito da vari corpi di fabbrica in cemento armato e legno, tra loro collegati da 4 edifici ponte multipiano in acciaio di altezza 15 metri, larghezza 17 metri e luce fino a 34 metri. Le struttura portanti degli edifici ponte sono le 2 fiancate a travi Vierendeel. Le briglie, in corrispondenza di ogni piano, sono formate da profili a doppio T in composto saldato alte 600 mm, con piattabande larghe 300 mm e spessore variabile, da un minimo di 30 ad un massimo di 120 mm. I montanti, a passo 2700 mm sono realizzati o in composto saldato o in profilo commerciale. Gli impalcati di piano sono a sezione mista, acciaio-cemento armato, con travi a

doppio T alveolari e piolate, lunghe fino a 15 m e soletta su lamiera grecata di spessore 12 cm. Completano le opere in acciaio varie strutture di impalcato, passerelle interne di collegamento, una passerella esterna sospesa e dei locali tecnici in copertura.

1.2 Attività svolte

WSC Engineering, in affiancamento all'equipe tecnica di Bateg, coordinata da Marco Cattane, responsabile delle metodologie di montaggio presso VINCI, ha elaborato il progetto di montaggio delle carpenterie metalliche. Le attività si sono evolute in fasi ed hanno riguardato numerosi aspetti, alcuni comuni ai 4 edifici ponte, altri specifici per il ponte A1, posizionato sopra la metropolitana.

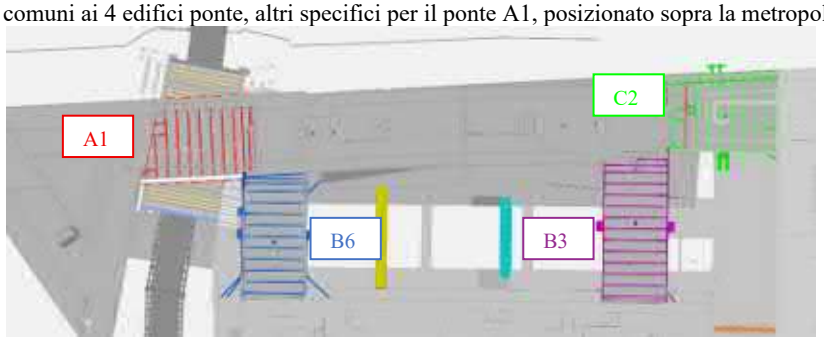


Fig. 2. Individuazione dei 4 edifici ponte e delle passerelle

1.3 Cantiere

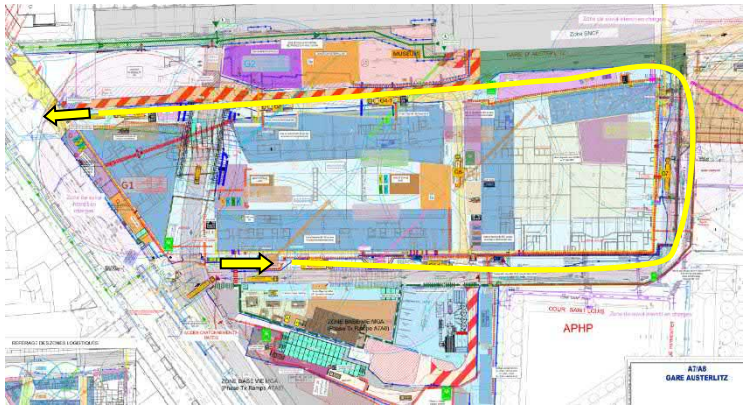


Fig. 3. Planimetria di cantiere

Il cantiere si trova a fianco della Gare d'Austerlitz nel centro metropolitano delle città di Parigi. La viabilità al suo interno è a senso unico (senso orario) con ingresso e uscita indicati in Fig. 3 entrata in basso a sinistra e uscita in alto a sinistra. Il cantiere non disponeva di significative aree di stoccaggio materiali o grandi possibilità di assiemaggio pezzi a terra. Questa limitatezza di spazi, unitamente al serratissimo planning di cantiere ha imposto che la quasi totalità delle carpenterie arrivasse in sito pronta per essere montata, o con le 8 gru di cantiere o con l'autogru da 750 ton per il ponte A1.

1.4 Metodologia di lavoro

Le attività di analisi, progettazione e studio delle metodologie di montaggio hanno avuto inizio nel febbraio 2025, sulla base di un programma lavori particolarmente articolato e serrato. La pianificazione prevedeva infatti il montaggio del ponte A1 a cavallo di Ferragosto**,** seguito dal ponte B6 a metà settembre e, in parziale sovrapposizione temporale, dall'avvio del montaggio del ponte B3 a partire dalla fine di settembre. A circa un mese di distanza era infine previsto il montaggio del ponte C2. Fin dalle prime fasi, il lavoro è stato sviluppato secondo un **approccio fortemente multidisciplinare e iterativo**. L'attività ha preso avvio dalla definizione manuale di schemi metodologici preliminari, progressivamente verificati e affinati attraverso lo sviluppo dei modelli di calcolo, la modellazione e rappresentazione grafica delle sequenze operative e, parallelamente, l'evoluzione del progetto costruttivo e della progettazione di officina. La forte interconnessione tra gli aspetti strutturali, costruttivi, logistici e operativi ha reso necessario procedere contemporaneamente su più fronti, attraverso un continuo processo di verifica e retroazione tra le diverse discipline. Le scelte assunte in un determinato ambito progettuale costituivano infatti, molto spesso, il dato di ingresso necessario per lo sviluppo e la validazione delle attività successive. Ad esempio per la definizione della suddivisione in macroconci delle fiancate dei ponti da assemblare mediante torri provvisorie si è partiti da un'ipotesi di ripartizione, con verifica di lunghezze, puntuale definizione delle geometrie e dei relativi pesi. Tali informazioni hanno consentito, da un lato, di completare la progettazione degli accessori e delle attrezzature di montaggio, fino al relativo progetto esecutivo e di officina, e, dall'altro, di individuare con precisione le gru necessarie per le operazioni di scarico, movimentazione e posa in opera dei singoli elementi. La definizione delle modalità di sollevamento e delle capacità dei mezzi ha avuto, a sua volta, ricadute dirette sulla logistica dei trasporti, consentendo di confermarne la sequenza e di stabilire il corretto ordine di carico degli elementi sui mezzi di trasporto. Si è quindi creato un processo progettuale fortemente integrato, nel quale progettazione strutturale, metodologia di montaggio, progettazione delle opere provvisionali, mezzi di sollevamento, trasporti e logistica di cantiere sono stati analizzati congiuntamente e progressivamente affinati fino alla definizione della soluzione esecutiva. L'intero processo è stato costantemente supportato e validato mediante specifici modelli numerici sviluppati per le differenti configurazioni transitorie di montaggio**.** Le analisi hanno consentito di verificare la congruenza statica delle diverse fasi evolutive e di determinare il dimensionamento sia degli elementi provvisori di supporto e stabilizzazione, sia dei sistemi di collegamento e ancoraggio alle strutture in cemento armato, garantendo la sicurezza e la coerenza strutturale dell'opera durante l'intera sequenza di montaggio. Le usuali attività di studio sono state inoltre abbinate ad intelligenze artificiali che si sono rilevate estremante efficaci ad esempio nella definizione delle combinazioni gru da utilizzare per lo scarico – concio da installare – definizione dei camion - sequenza dei trasporti, come nella verifica della compatibilità degli accessori di varo progettati e realizzati con tutte le casistiche presenti.

2 PROGETTO DI MONTAGGIO

2.1 Attività specifiche per il ponte A1

Le attività specifiche per il ponte A1 sono legate alla presenza della linea 5 della RATP e a tutti i vincoli che questa ha imposto, a partire dall'obbligo del mantenimento della costante operatività della linea.

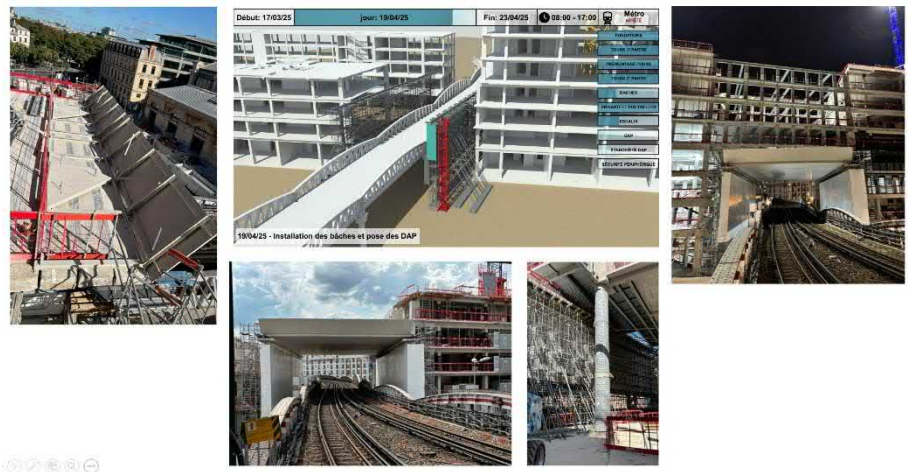


Fig. 4. Simulazioni 4D di montaggio

Il progetto ha pertanto, non solo riguardato la definizione della autogru, lo studio del suo posizionamento, le verifiche di portata delle sottostrutture e tutte le attività proprie del montaggio sviluppate per gli altri edifici ponte, ma si è focalizzato anche sull'analisi e risoluzione delle interferenze e sulle specifiche attività di realizzazione, montaggio e smontaggio di un sarcofago di protezione in acciaio e cemento armato installato sopra la metropolitana oltre che nella dimostrazione grafica e cinematica del montaggio vero e proprio delle strutture metalliche. Infatti le fiancate laterali delle strutture, lunghe 24 metri e dal peso di 22 ton sono arrivate in cantiere intere con trasporto eccezionale e una volta scaricate, imbragate con autogru da 750 ton e direttamente installate in opera. Durante il montaggio delle fiancate principali dell'edificio il traffico treni è stato interrotto (montaggio in notturna). Di particolare interesse ed efficacia si sono rivelate le simulazioni 4D sviluppate dallo staff di WSC, predisposte sia per le operazioni di montaggio del sarcofago sia per le capriate laterali. Integrando il modello tridimensionale utilizzato per il progetto costruttivo di officina e di montaggio con i cronoprogrammi di progetto, tali simulazioni hanno consentito di rappresentare in maniera puntuale l'evoluzione delle diverse fasi costruttive, verificandone preventivamente sequenze, tempistiche e modalità di esecuzione. L'impiego del 4D ha costituito, in questo senso, un efficace ed innovativo strumento di pianificazione e verifica preventiva delle attività di cantiere, permettendo di analizzare nel dettaglio la successione delle operazioni, individuare eventuali criticità e interferenze e condividere con tutti i soggetti coinvolti una rappresentazione univoca delle modalità esecutive previste. Particolarmente significativo è stato il contributo fornito dalla simulazione relativa al montaggio del sarcofago, sviluppata con una scansione temporale su base oraria e con la puntuale identificazione delle singole attività e delle relative sequenze operative. Il livello di dettaglio raggiunto ha consentito di verificare preventivamente l'intero processo di montaggio e di rappresentarne con immediatezza l'evoluzione nell'arco temporale previsto. La simulazione ha inoltre ricevuto un **particolare apprezzamento da parte degli organismi di controllo della RATP** e ha assunto un ruolo concreto nel processo di condivisione e validazione della metodologia esecutiva, contribuendo all'approvazione delle operazioni di montaggio e al conseguimento dell'avallo condiviso da parte di tutti gli attori coinvolti. L'esperienza ha evidenziato il valore della modellazione 4D quale vero e proprio supporto tecnico ai processi decisionali, alla pianificazione operativa e alla validazione preventiva delle fasi costruttive più complesse.

2.2 Attività per i 4 edifici ponte

2.2.1 Fasistica e pianificazione

Per ciascuno dei quattro edifici ponte è stata sviluppata un'analisi della fasistica e delle sequenze di montaggio associata al cronoprogramma di progetto, mediante la definizione grafica e numerica delle configurazioni evolutive dell'opera, con l'obbiettivo di verificare il comportamento strutturale non soltanto nella configurazione finale, ma anche nelle diverse fasi transitorie di costruzione. Per ciascuna configurazione, analizzate le condizioni di equilibrio e stabilità, sono state individuazione delle stabilizzazioni provvisorie per la verifica della congruenza statica del sistema, sia nel piano sia fuori dal piano. In questo modo la sequenza di montaggio è risultata strutturalmente coerente e realizzabile, individuando per ciascuna fase le condizioni necessarie a garantire stabilità, sicurezza e corretta evoluzione dello schema resistente fino al raggiungimento della configurazione strutturale definitiva.



Fig. 5. Planning di cantiere - cinematismi e pianificazione

2.2.2 Scarico e movimentazioni

In accordo al programma trasporti i vari elementi sono arrivati in cantiere nella sequenza e data prevista e sono stati scaricati dai camion con l'utilizzo di piastre bullonate / saldate agli elementi, appositamente progettate in accordo alla posizione dei baricentri.
Il progetto delle movimentazioni ha riguardato quindi lo studio degli imbraghi con l'analisi dei baricentri, la movimentazione degli elementi, dallo scarico dal camion fino al posizionamento in opera. Il progetto e verifica degli apprestamenti di varo; lo studio delle ceste, l'analisi geometrica, di posizionamento e di portata. Altre piastre ed attrezzature sono poi state usate per il tiro e la messa in posizionamento. I diversi elementi sono stati numericamente verificati per i carichi di progetto ed uniformati alle diverse casistiche.

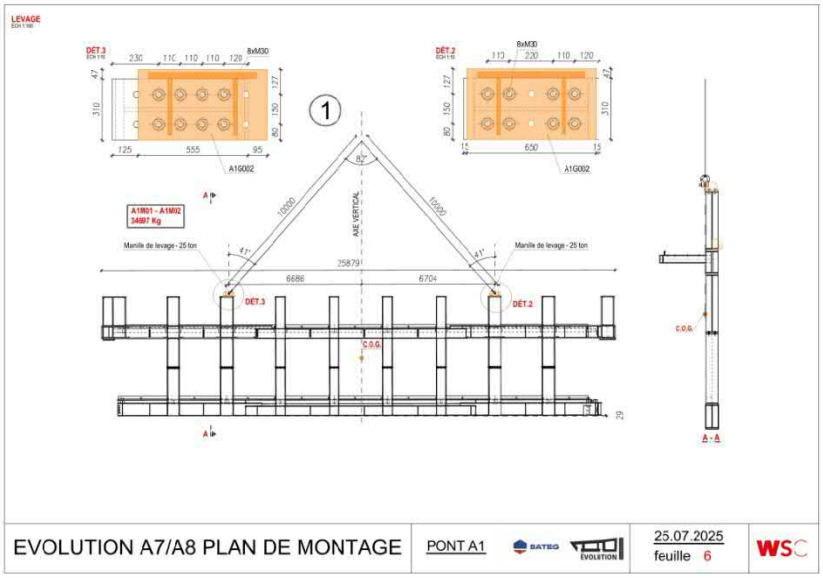


Fig. 6. definizione baricentri, funi e accessori di montaggio

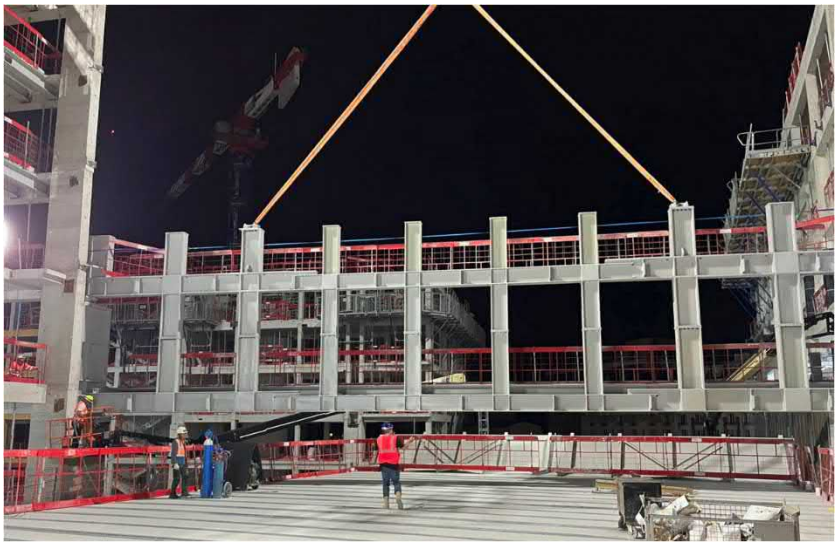


Fig. 7. Montaggio di una fiancata del ponte A1, in notturna

2.2.3 Modellazioni e posizionamenti

Il progetto di montaggio è stato accompagnato dalla modellazione 3D degli elementi progettati, poi impaginati in tavola, con marche, quote, geometrie e bullonatura/saldature, comprese le strutture

provvisionali. Tutte le strutture provvisorie, di movimentazione, di sostegno e di stabilità sono state modellate ed integrate nel progetto costruttivo di officina delle carpenterie principali. È stato così possibile gestire in maniera ottimale sia l'aggiunta di elementi necessari al montaggio alle carpenterie, sia le tavole di montaggio vere e proprie, andando a riportare qui appunto sia l'organismo strutturale vero e proprio che la componentista transitoria – dedicata.

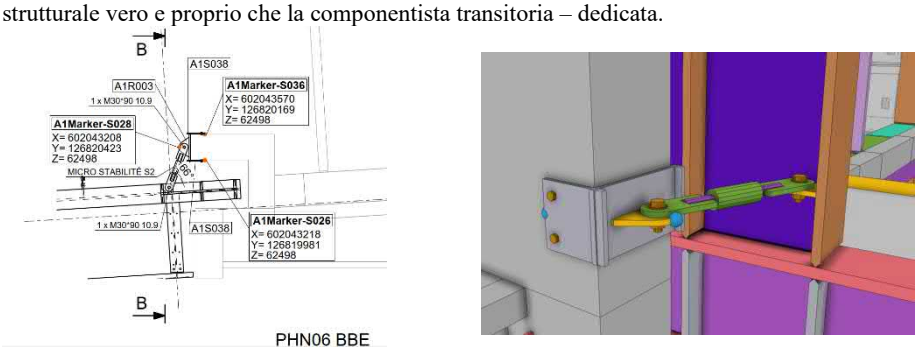


Fig. 8. Cibles di montaggio

Sono state inoltre sviluppate tutte le tavole di posizionamento degli inserti e dei fissaggi al cemento armato (provvisori e definitivi). Il montaggio delle strutture principali, degli inserti e dei sistemi di stabilizzazione è stato gestito mediante la definizione, modellazione e messa in tavola di specifici marker di posizionamento**,** numericamente definiti e georeferenziati, così da garantire una corrispondenza univoca tra modello progettuale e riscontro in opera. La corretta interpretazione dei dati progettuali e il necessario adattamento alle effettive condizioni di cantiere restano tuttavia affidati all'**esperienza e alla sensibilità del responsabile del montaggio**, che, insieme alla propria équipe, ha svolto un lavoro estremamente efficace.

2.2.4 Torri di montaggio e attività specifiche

I ponti B6, B3 e C2 sono stati montati con l'utilizzo di torri ad alta portata (circa 130 ton) per le quali è stato studiato il posizionamento, definite le altezze, verificati i supporti sia sul piano di appoggio che ai piani inferiori, oltre alla verifica delle strutture in cemento armato esistenti. Sono state inoltre affrontate delle attività specifiche tra cui il progetto esecutivo e costruttivo di officina delle strutture di supporto ed il progetto della cabina di saldatura. Le torri, a noleggio, sono state dimensionate dal fornitore sulla base delle sollecitazioni derivanti dai carichi delle diverse fasi di montaggio (construction stages). Parallelamente sono state analizzate le strutture di appoggio, verificandone l'idoneità a sostenere e diffondere i carichi trasmessi dalle torri durante le diverse configurazioni di montaggio. Per i ponti B3 e C2 sono stati sviluppati infine specifici modelli di calcolo per verificare il comportamento delle sottostrutture in cemento armato interessate dai carichi trasmessi dalle torri. Sulla base dei risultati sono state progettate e installate specifiche strutture di supporto e ripartizione dei carichi, nel rispetto delle capacità resistenti degli elementi esistenti. Si sono anche condotte analisi di portata dei solai e delle strutture in cemento armato interessati dal transito e dal posizionamento di Manitou, ceste e altri mezzi necessari al montaggio. Le verifiche hanno comportato, in alcuni casi, la predisposizione di puntellazioni provvisorie estese a uno o più livelli sottostanti, al fine di garantire la corretta distribuzione dei carichi e la sicurezza delle operazioni.

2.3 Modellazione FEM con construction stages

Per ciascun edificio sono stati sviluppati specifici **modelli di calcolo non lineari**, rappresentativi delle diverse configurazioni evolutive durante il montaggio.

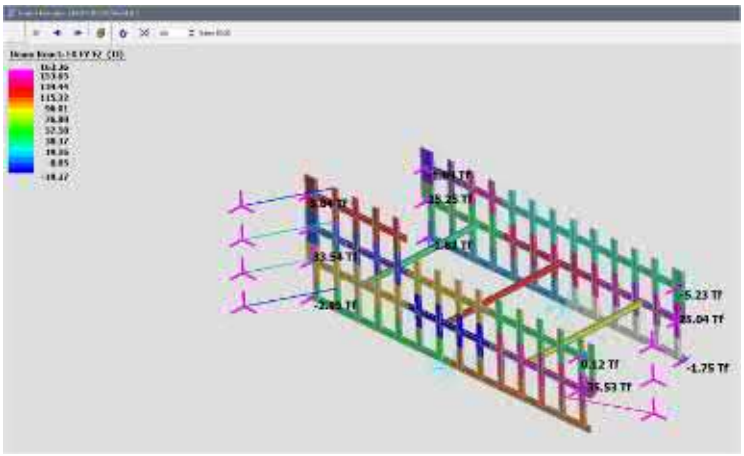


Fig. 9. Risultati di analisi di construction stage del ponte B3

Nella configurazione definitiva, la struttura risponde ai carichi verticali con due travi Vierendeel semplicemente appoggiate, mentre le azioni orizzontali, principalmente dovute al vento, vengono trasferite alle strutture in cemento armato degli edifici attraverso connettori annegati nelle solette. Durante il montaggio, lo schema statico evolve continuamente. Il ponte B3, rappresentato in Fig. 9, passa ad esempio da una configurazione in semplice appoggio tra struttura in calcestruzzo e torre provvisionale, a uno schema su tre appoggi, la cui rigidezza aumenta progressivamente con il completamento dei piani superiori fino al raggiungimento della configurazione definitiva. Parallelamente evolvono anche i carichi, con l'aggiunta progressiva di travi secondarie, lamiere grecate, armature e getti. La necessità di garantire anche la stabilità fuori piano delle fiancate mediante vincoli temporanei introduce ulteriori iperstaticità. Per contenere le sollecitazioni sui sistemi provvisionali e sui relativi fissaggi, tali vincoli vengono progressivamente rilasciati durante il montaggio, ricercando il corretto equilibrio tra sollecitazioni e deformazioni della struttura. Le analisi non lineari sviluppate hanno consentito di definire e verificare queste condizioni attraverso un processo iterativo di progressivo affinamento, caratteristico della progettazione delle sequenze di montaggio. In base alle risultanze di quanto ipotizzato e verificato, per ogni ponte sono stati sviluppati i relativi cinematismi, con fasistiche di montaggio, pesi, tipo di stabilità, loro attivazione/disattivazione, gru di scarico in cantiere etc…

Così come le stabilità provvisorie, anche i vincoli esterni devono essere modificati durante le fasi di montaggio in accordo alle ipotesi di funzionamento. Il rispetto della congruenza statica con le ipotesi di funzionamento è stato assicurato durante tutto il montaggio.

Per garantire agli operatori condizioni di lavoro sicure e un agevole accesso alle saldature, è stata progettata un'apposita cabina di saldatura, concepita per essere installata e rimossa mediante la sola gru di cantiere. Il fissaggio alla trave avviene tramite una specifica clamp, progettata per vincolare la cabina in posizione di lavoro e consentirne il rapido sgancio durante le movimentazioni. La soluzione è stata approvata dai responsabili della sicurezza di cantiere e adottata nelle successive attività di montaggio.

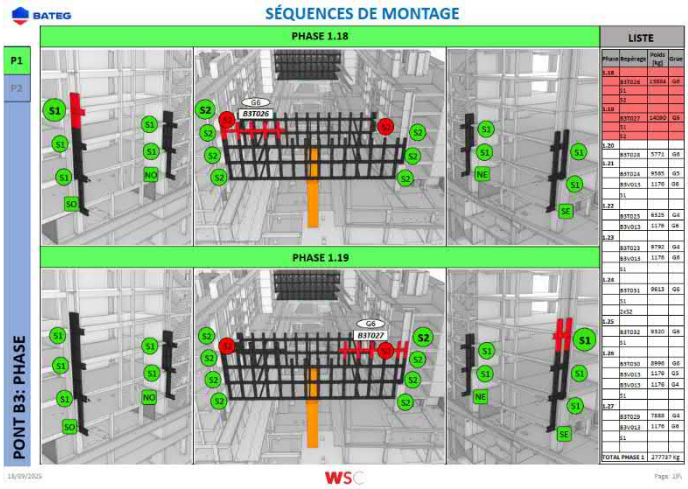


Fig. 10. Esempio di phasage di montaggio sviluppato per tutte le strutture

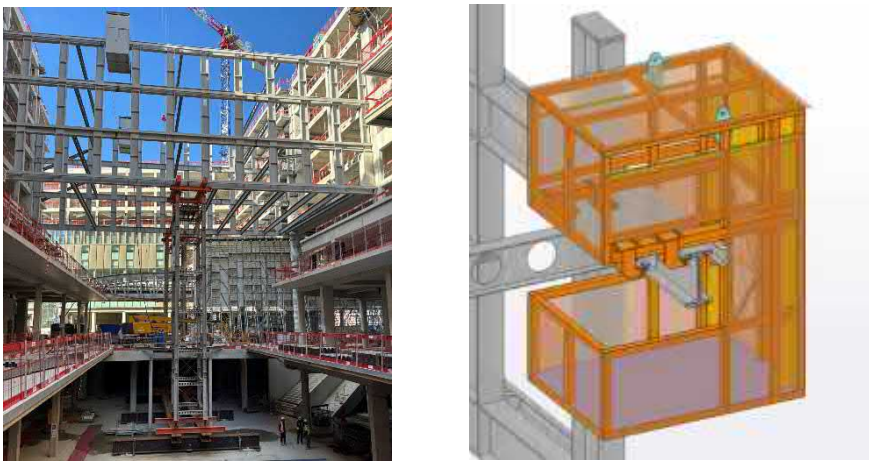


Fig. 11. Ponte B6 durante il montaggio su torre e cabina di saldatura

3 CONCLUSIONI

Il progetto di montaggio delle strutture metalliche dell'**Îlot A7/A8** ha rappresentato un'attività di particolare complessità, nella quale progettazione strutturale, metodologie di montaggio, logistica e organizzazione del cantiere sono state sviluppate in maniera fortemente integrata. La necessità di operare in spazi estremamente limitati, nel rispetto di un programma particolarmente serrato e, per il ponte A1, in presenza dei vincoli imposti dalla linea metropolitana in esercizio, ha richiesto una **pianificazione preventiva e di dettaglio di tutte le fasi operative**. In questo contesto, l'utilizzo combinato di **modelli numerici, modellazione 3D, simulazioni 4D e progettazione specifica delle opere provvisionali e delle attrezzature di montaggio** ha consentito di verificare preventivamente non solo la configurazione finale delle strutture, ma soprattutto il loro comportamento

durante tutte le fasi transitorie. Particolarmente significativo è risultato l'impiego delle **simulazioni 4D**, che hanno trasformato i modelli 3D in uno strumento di pianificazione, verifica e comunicazione tra progettisti, impresa, montatori e organismi di controllo. Nel caso del ponte A1, tale metodologia ha contribuito direttamente alla condivisione e all'approvazione delle procedure operative da parte dei soggetti coinvolti. L'esperienza conferma quindi come, per opere caratterizzate da elevata complessità geometrica, strutturale e logistica, il progetto di montaggio debba essere sviluppato contestualmente al progetto costruttivo**,** attraverso un processo iterativo nel quale le esigenze del cantiere vengono progressivamente integrate e verificate all'interno del modello di officina. Il completamento con successo delle operazioni di montaggio, avvenute tra agosto e ottobre 2025 secondo il programma previsto, ha confermato l'efficacia dell'approccio adottato e, soprattutto, l'importanza della **stretta collaborazione tra progettisti, montatori e officina,** elemento determinante e fondamentale per tradurre le ipotesi teoriche in procedure concretamente realizzabili, sicure ed efficaci in cantiere.



RINGRAZIAMENTI

Si intende ringraziare **Bateg-Vinci Construction** e tutte le équipe tecniche e operative coinvolte nel progetto per il continuo confronto e la fruttuosa collaborazione durante lo sviluppo e l'esecuzione delle attività di montaggio.

PAROLE CHIAVE

Strutture in acciaio complesse, Steel Structures, BIM 4D, Progetti di montaggio, Fasistica, Construction stage, Stabilità provvisorie, Analisi non lineari, Progetti costruttivi di officina, Progettazione multidisciplinare, Intelligenza artificiale.

LA NUOVA TORRE FARO TRENTO – CENTRO DIREZIONALE A2A: IL NUOVO GRATTACIELO DESTINATO A RIDISEGNARE IL PANORAMA DELLO SCALO ROMANA A MILANO

NEW BUILDING TRENTO TORRE FARO - A2A HEADQUARTER: THE NEW SKYSCRAPER SET TO REDEFINE THE SKYLINE OF THE SCALO ROMANA IN MILAN

Bruno Finzi, Luca Rossini
CEAS s.r.l.
Via Tolmezzo, 15 - Milano
bruno.finzi@ceas.it
luca.rossini@ceas.it

Maxine Finzi, Gianluca Cialdella
CEAS s.r.l.
Via Tolmezzo, 15 - Milano
maxine.finzi@ceas.it
gianluca.cialdella@ceas.it

ABSTRACT

The “New Building Trento” Torre Faro is one of the most significant projects within the urban transformation process of the Scalo Romana district in Milan. Designed by ACPV Architects – Antonio Citterio Patricia Viel, the tower is conceived as A2A’s new corporate headquarters and aims to become an architectural, social, and environmental landmark for the entire city. With a total height of 145 metres, two underground levels, and 28 above-ground floors, the building will rank among the tallest skyscrapers in Milan, becoming the first tower of this scale in the southern part of the city and the sixth tallest overall.

In addition to the tower, the development includes a new three-storey building known as “the Stecca”, two existing buildings referred to as A and B, and their surrounding outdoor areas. The architectural design is characterized by a circular floor plan and a tapered tubular form along one axis, giving the building an iconic presence within the italian architectural landscape. These compositional choices establish an immediately recognizable identity for the tower, evoking the verticality of a contemporary chimney reinterpreted through an aesthetic and sustainable vision as a new lighthouse for the city.

The load-bearing structure is almost entirely constructed in reinforced concrete, with the exception of the belt-trusses, located on three levels, together with the corresponding floor systems at Level 1, Level 14, and Level 28, which are designed as steel structures with composite reinforced-concrete slabs. These floors are the most significant from a structural standpoint, as they incorporate

the belt-truss system consisting of inclined perimeter columns and horizontal steel tie members that transfer membrane forces to the central core.
Above Level 28, a substantial steel crown structure rises approximately 9 metres in height. At mid-height, around 60 metres above ground level, the tower features a vertical opening that accommodates a multi-level sky garden, forming an elevated landscaped terrace.
The tower envelope consists of a unitized curtain wall system with single- and double-skin glazed façades, suspended from galvanized steel brackets anchored to the floor slabs through cast-in channels embedded within the concrete.
The floors of the A2A Tower are designed to accommodate approximately 1.500 occupants. The tower is part of a broader urban regeneration plan that includes the redevelopment of Piazza Trento, the surrounding streets, and the restoration of existing early twentieth-century buildings, integrating workplace functions, public spaces, and new pedestrian connections. The A2A Tower therefore stands as a project capable of combining architectural vision, sustainability, and urban identity, serving as a true lighthouse for Milan's skyline and for the evolution of its business district.

SOMMARIO

La Torre Faro A2A rappresenta uno dei progetti più significativi del processo di trasformazione urbana dell'area dello Scalo Romana a Milano. Progettata dallo studio ACPV Architects – Antonio Citterio Patricia Viel, la torre nasce come nuovo Centro uffici direzionali di A2A e ambisce a diventare un punto di riferimento architettonico, sociale e ambientale per l'intera città. Con un'altezza complessiva di 145 metri, due piani interrati e 28 piani fuori terra, l'edificio si collocherà tra i grattacieli più alti di Milano, risultando il primo di queste dimensioni nell'area sud e il sesto più alto in città.
Il complesso edilizio, oltre alla torre, è composto da un nuovo edificio di tre piani denominato Stecca, due edifici esistenti A-B e relative aree esterne. Il design architettonico si caratterizza per una pianta circolare e una forma tubolare conica su un asse, conferendogli un aspetto iconico per il panorama edilizio italiano. Queste scelte compositive definiscono per la torre un'identità immediatamente riconoscibile, evocando la verticalità di una ciminiera contemporanea reinterpretata in chiave estetica e sostenibile di nuovo faro per la città.
Le strutture portanti sono quasi completamente realizzate in calcestruzzo armato, ad eccezione delle importanti travi di cintura su tre livelli "belt-truss" e dei corrispondenti impalcati del piano primo, del piano 14 e del piano 28 per i quali è prevista la realizzazione in carpenteria metallica con getto collaborante in c.a. Questi piani sono quelli più significativi dal punto di vista strutturale in quanto sono costituiti da "belt-truss": pilastri perimetrali inclinati e catene orizzontali in acciaio che permettono la trasmissione delle azioni membranali al nucleo centrale.
Al di sopra del piano 28 è presente una importante struttura metallica di coronamento che si sviluppa per un'altezza di circa 9m. A metà altezza, intorno ai 60 metri, è presente una spaccatura verticale che ospita uno sky garden su più livelli che costituisce un giardino pensile.
L'involucro della torre è costituito da una facciata continua a cellule vetrate a singola e doppia pelle, appese a staffe in acciaio zincato ancorate ai solai tramite canali annegati nel getto.
I piani della Torre Faro sono pensati per accogliere circa 1.500 persone. La torre rientra in un più ampio intervento di rigenerazione urbana che comprende la riqualificazione di piazza Trento, delle vie limitrofe e degli edifici preesistenti del primo Novecento, integrando funzioni lavorative, spazi pubblici e nuove connessioni pedonali. La Torre Faro A2A si configura così come un'opera capace di unire visione architettonica, sostenibilità e identità urbana, segnando un vero faro per il paesaggio milanese e per l'evoluzione del suo tessuto direzionale.

1 INTRODUZIONE

Il complesso immobiliare destinato a diventare la nuova sede della Società A2A S.p.A., denominato anche "New Building Trento", è situato in Viale Isonzo – Piazza Trento a Milano (MI).
L'area complessiva dei nuovi edifici copre quasi 21.000 m^2 ed è completata da circa 7.000 m^2 di seminterrato a circa 6 metri sotto il livello stradale. Il progetto comprende anche un'area paesaggistica adiacente e una ristrutturazione dell'edificio per uffici esistente di 10.000 m^2.
L'edificio preminente dell'intervento è la "torre", una costruzione di 28 piani che accoglierà oltre agli uffici direzionali e operativi, anche uno skygarden e un belvedere panoramico.
Il progetto architettonico è stato firmato dallo studio "ACPV ARCTECTS Antonio Citterio Patrizia Viel". Il progetto strutturale definitivo ed esecutivo è stato curato dalla Società Faces S.r.l., che ha svolto anche la Direzione Lavori Specialistica strutturale e delle facciate.
I lavori sono stati eseguiti dal consorzio temporaneo composto da CMB S.p.a. e Colombo Costruzioni S.p.a. ed in particolare, le facciate sono state realizzate da Focchi S.p.a.. Per la progettazione strutturale costruttiva si sono avvalsi del supporto dello Studio Capè S.r.l..
CEAS S.r.l. si è occupata del collaudo statico delle strutture e del collaudo tecnico delle facciate.

2 DESCRIZIONE GENERALE DEL COMPLESSO IMMOBILIARE

Il complesso edilizio di Piazza Trento si caratterizza per la presenza di una parte interamente di nuova realizzazione, costituente la componente prevalente dell'intervento, e di una formata da edifici già esistenti, tra cui uno oggetto di riqualificazione strutturale (fig. 1).
La porzione di nuova esecuzione è dotata di un corpo comune interrato, denominato convenzionalmente "basement", e di sovrastrutture distinte e separate. Due giunti strutturali praticati nei solai a piastra in c.a. suddividono il "basement" in tre blocchi.
La suddetta frammentazione fisica porta a identificare in via schematica tre "zone". In sintesi, si individuano:

- **Zona 1:** dotata di tre livelli interrati e priva di strutture fuori terra. Interamente eseguita in calcestruzzo armato, con solai a piastra in getto pieno, ha per destinazione d'uso principale quella di parcheggio.
- **Zona 2:** dotata di due livelli interrati, interamente in calcestruzzo armato. In corrispondenza di essa, partendo dalla fondazione per poi esporsi fuori terra, si erge la "torre", la struttura dominante del complesso, destinata principalmente ad accogliere gli uffici.
- **Zona 3:** presenta due livelli interrati in calcestruzzo armato. Fuori terra si riconosce il cosiddetto edificio "stecca", un fabbricato multipiano costituito da tre livelli fuori terra.

L'edificio a torre, il più distintivo del complesso, si estende in elevazione per 28 piani fuori terra fino a raggiungere una quota di 145 metri dal piano campagna. Sotto l'aspetto geometrico, l'edificio è connotato da un volume assimilabile a quello di un solido tronco-conico. In pianta, quindi, rivela dei solai a sagoma circolare con diametro e posizione del centro variabili in altezza. Questi ultimi, quasi a tutti i piani, sono stati realizzati come piastre in calcestruzzo armato gettato in opera.
Dal punto di vista delle elevazioni, in relazione al loro schema in pianta e alla loro dimensione, l'edificio può essere idealmente segmentato in due tronchi:

- **Low rise:** da fondazione a livello L13. Conta 12 pilastrate perimetrali (6 agli interrati) a sezione circolare con passo radiale costante e a inclinazione variabile sulla verticale. Internamente corrono due pilastrate ad asse verticale.
- **High rise:** dal piano L13 fino alla sommità. Lo schema delle pilastrate è lo stesso dei piani sottostanti fatta eccezione per i due interni, non più necessari vista la minore estensione planimetrica degli orizzontamenti.

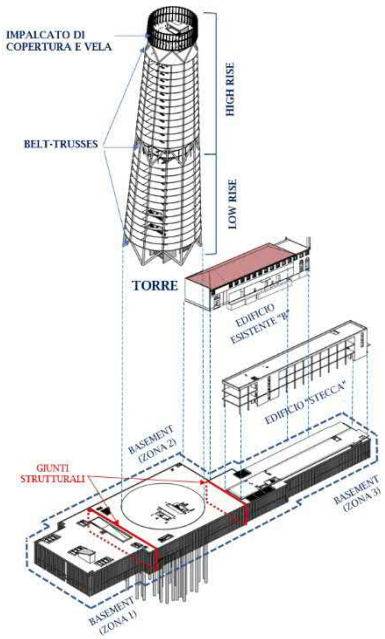


Fig. 1. Schema esploso del complesso

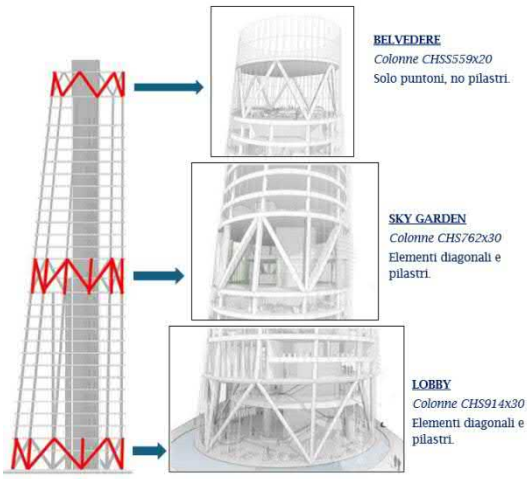


Fig. 2. Designazione Belt-trusses

Le colonne in c.a. sono deputate a ricevere, resiste e trasmettere in fondazioni i carichi gravitazionali. Assolvono anche a una funzione sismo-resistente, coadiuvando in tale scopo i due nuclei in c.a. connessi e collaboranti strutturalmente tramite travi di accoppiamento.
Il sistema destinato a contrastare le azioni verticali e orizzontali è completato da quelle che sono state denominate "Belt-Trusses" in sede di progetto ed esecuzione. Si tratta di sistemi in carpenteria metallica, meglio dettagliati nei successivi paragrafi, concepiti nell'ottica di conciliare la concezione architettonica dell'opera con le esigenze strutturali del caso.
Sotto l'aspetto delle carpenterie metalliche, un'altra parte d'opera di particolare interesse è la copertura della torre. Essa si struttura come un orizzontamento realizzato con un reticolo di profili metallici e lamiera grecata con getto collaborante a sormonto. Su di esso, perimetralmente, si si erge la struttura di coronamento del rooftop denominata "vela".
Secondo la tecnologia strutturale in carpenteria metallica sono stati realizzati anche i solai al piano quattordici, adibiti a servizio degli impianti. In acciaio, inoltre, sono anche alcune delle scale interne alla torre.
Tra gli interventi in carpenteria metallica del restante complesso si cita la modifica della copertura esistente con l'introduzione di rinforzi e di nuove capriate in acciaio.

3 TORRE - "BELT TRUSSES" E INCATENAMENTI DI PIANO

I sistemi "belt-trusses" sono disposti in tre distinti livelli della torre, riconducibili alla base, alla porzione mediana in elevazione e alla sommità della struttura (fig. 2).
Nel dettaglio, si individuano:

- **Lobby al pianterreno (L00-L01):** composta da sei pilastri inclinati e altrettante coppie di elementi diagonali.
- **Sky garden (L13-L15):** composta da dodici pilastri inclinati e da un egual numero di elementi diagonali.
- **Belvedere (L27-L28):** formata da sole diagonali, in numero complessivo pari a dodici.

Gli elementi costitutivi delle belt-trusses presentano sezione circolare e dimensioni confrontabili con quelle dei pilastri ai vari piani. Si evidenzia come, mentre nella fase esecutiva del progetto (PE) erano stati concepiti quali colonne in calcestruzzo armato, in quella costruttiva (PC) sono stati ripensati secondo l'utilizzo di elementi tubolari a sezione circolare (CHS – Circular Hollow Section), riempiti in calcestruzzo per ripristinare la rigidezza assiale dei corrispettivi elementi da PE.
Si evidenzia, inoltre, come al fine di assicurare un'adeguata tolleranza planimetrica, altimetrica e rotazionale, sono stati realizzati in carpenteria metallica anche i pilastri tra i piani L12-L13 e L26-L27.
Le tolleranze di montaggio per la belt-truss del piano terra sono state garantite tramite la piastra di base con fori maggiorati.
In termini di schema strutturale, a differenza dei pilastri ai piani tipici, progettati in continuità, le colonne delle belt-trusses sono state concepite come bielle, ovvero come elementi idealmente svincolati a flessione e sollecitati prevalentemente a sforzo assiale.
La presenza dei sistemi di belt-trusses determina quanto di seguito:

- **Azioni membranali**: la variazione dell'inclinazione delle colonne perimetrali comporta il trasferimento ai solai di alcune delle componenti orizzontali delle forze di scarico. Si determina così la presenza di un regime di sforzi membranali. Mentre ai piani tipici tale fenomeno produce effetti trascurabili, in presenza delle belt-trusses, dove il cambio di inclinazione si fa considerevole, le azioni membranali diventano significative.
- **Incremento locale della rigidezza:** la presenza di tali sistemi induce un aumento locale di rigidezza della costruzione che dà luogo a una maggiore concentrazione di tagli di piano.



Fig. 3. armatura e catene piano L00



Fig. 4. belt truss L00-L01

Ai livelli L00 e L01 (lobby), le azioni di piano si sviluppano prevalentemente in direzione radiale. Il fenomeno è una diretta conseguenza del comportamento spingente generato dalla diversa inclinazione delle colonne convergenti nel medesimo nodo.

Ai livelli L13 e L15 (skygarden), le spinte si manifestano prevalentemente in direzione tangenziale. In tal caso, sono riconducibili alle risultanti nodali delle forze nelle aste impegnate nel trasferimento delle azioni orizzontali tra il nucleo e la belt-truss.
Per far fronte alle condizioni di cui sopra, alle belt-trusses è stato combinato un sistema di incatenamento ai piani.
Il dimensionamento delle catene è stato effettuato attraverso modelli strut&tie di piano. Il solaio è stato discretizzato mediante puntoni (elementi reagenti a sola compressione), le catene come elementi reagenti sia a trazione che a compressione. In corrispondenza del nucleo sono stati previsti dei vincoli a cerniera, mentre i pilastri sono vincolati solo in direzione verticale. I carichi sono stati applicati come azioni nodali in corrispondenza dei nodi a due e tre vie: per ogni combinazione e per ogni nodo è stata valutata la risultante di piano delle azioni agenti delle aste che vi convergono. Gli elementi delle catene corrispondo a piatti in carpenteria metallica o, in corrispondenza di interferenze, mediante barre.



Fig. 5. nodo di collegamento BT piano L13



Fig 6. belt truss L13-L15

4 TORRE - LIVELLO DI COPERTURA E VELA

Il solaio del livello di copertura della torre, corrispondente al piano ventottesimo della costruzione, è costituito da una soletta collaborante in calcestruzzo armato su lamiera grecata, sostenuta da una sottostruttura composta da un sistema di travi in carpenteria metallica (fig. 7).
La scelta della suddetta soluzione tecnologica nasce dall'esigenza di contenere il peso proprio del solaio. Infatti, poiché il nucleo sul lato ovest interrompe il proprio sviluppo al piano L27 e, a causa della sottostante belt truss, il numero di punti di appoggio si riduce alla metà, le luci di copertura risultano particolarmente elevate.
Perimetralmente, il solaio è circoscritto da una trave scatolare saldata. Questa, oltre a cingere sommitalmente gli elementi del belt-truss del belvedere e fungere da elemento di scarico per le travi metalliche interne, è deputata a sostenere la facciata sottostante e la sovrastante struttura di coronamento.
All'interno della trave perimetrale circolare si articolano due sistemi di travi principali lineari: un primo composto da travi disposte secondo una configurazione "esagonale", a collegamento di tutti i nodi a due vie della belt-truss; il secondo è formato da travi che dai nodi della belt-truss convergono verso il nucleo. Il collegamento con quest'ultimo è realizzato tramite tirafondi o barre d'armatura annegati nel getto.

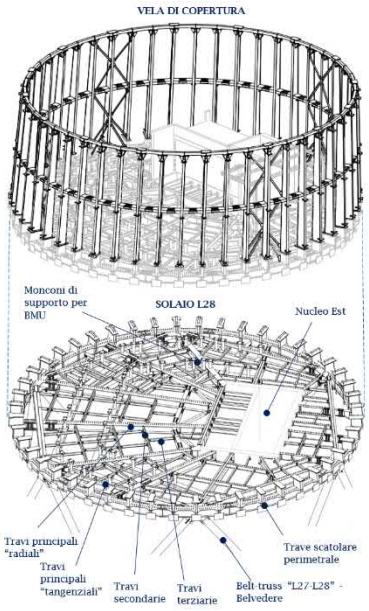


Fig. 7. Vista 3D copertura e vela



Fig. 8. travi solaio L28

Sulle travi principali "radiali" poggiano le travi secondarie su cui, a loro volta, scaricano le travi terziarie. Su queste ultime è posata la lamiera grecata: di tipo Hi-bond, raggiunge una luce massima di 2,6 m e serve da cassero inferiore per la soletta in calcestruzzo armato.
Frontalmente, sul lato ovest del nucleo, si individua una trave reticolare di piano; a essa è affidato il trasferimento delle azioni di piano laddove, in presenza di numerosi cavedi impiantistici, questo non può avvenire tramite la cappa di calcestruzzo.
Infine, è presente un sistema di travi secondarie dedicate esclusivamente al supporto dei binari della BMU (Building Maintenance Unit). Queste travi, ribassate rispetto alla soletta in lamiera grecata, non sono interessate dai carichi di solaio
Entrando nel merito delle ipotesi progettuali, la trave principale (HEA800) è in semplice appoggio sul nucleo con svincoli per le azioni orizzontali. Le travi principali radiali sono incastrate in corrispondenza del cassone e presentano svincoli a momento alle estremità sul nucleo in c.a. (vincolo a terra a cerniera) e alle estremità sulla trave principale HEA800. Le travi "esagonali" sono incastrate alla trave a cassone. Le travi secondarie e terziarie sono in semplice appoggio sulle travi principali, così come le travi dedicate al supporto del binario della BMU.
La struttura di coronamento, denominata anche vela, è composta da montanti e traversi in carpenteria metallica su cui sono presenti le predisposizioni per il sostegno del sistema di facciata. È composta da colonne a sezione rettangolare, con un'altezza di circa nove metri e sezione variabile da 800 x 150 mm fino a 500 x 150 mm. I traversi che li collegano sono a sezione rettangolare 400x200 mm e 200x200 mm rispettivamente per intermedi e di coronamento.

5 L'INVOLUCRO DELLA TORRE E DELLA STECCA

Il sistema di facciata si articola in differenti soluzioni tecnologiche, suddivise in base ai requisiti prestazionali e alle differenti destinazioni funzionali dei diversi livelli dell'edificio.

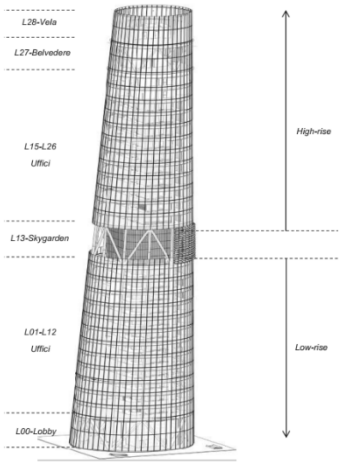


Fig. 9. suddivisione facciate della torre



Fig. 10. vista della torre in costruzione

In corrispondenza del piano terra a doppia altezza è presente la facciata continua Lobby, caratterizzata da profili in alluminio riportati su un reticolo a montanti e traversi in acciaio zincato verniciato e tamponamenti in triplo vetro. I tamponamenti vetrati presentano un supporto continuo lungo i lati verticali e sono vincolati ai traversi orizzontali attraverso ritegni puntuali ("*toggle*") a interasse di 150 mm. In relazione alle zone di installazione, si individuano le seguenti stratigrafie:

- Configurazione 1: vetro esterno stratificato indurito 88.4, intercapedine spessore 14 mm riempita con Argon 90%, vetro intermedio indurito 6 mm, intercapedine 20 mm riempita con Argon 90%, vetro interno stratificato indurito 66.4.
- Configurazione 2: vetro esterno stratificato indurito 88.4, intercapedine 14 mm riempita con Argon 90%, vetro intermedio indurito 6 mm, intercapedine 20 mm riempita con Argon 90%, vetro interno stratificato ricotto 66.2.

La facciata tipologica degli uffici, presente in corrispondenza dei piani dal primo al dodicesimo (settore *low-rise*) e dal quindicesimo al ventiseiesimo (settore *high rise*), è caratterizzata da una facciata continua a cellule, ovvero moduli preassemblati in officina e posti in opera completi di telai in lega di alluminio estruso a taglio termico, tripli vetri, guarnizioni di tenuta e accessori.
Le cellule sfilano esternamente al filo delle strutture in c.a. e sono suddivise in cellule a singole e doppia pelle in base all'orientamento.

Le cellule della singola pelle risultano appese all'estremità superiore tramite staffe in acciaio zincato, ancorate sul fronte del solaio mediante canali annegati nel getto. I tamponamenti vetrati, vincolati lungo l'intero perimetro su quattro lati, presentano la seguente stratigrafia: vetro esterno stratificato indurito 88.4, intercapedine 14 mm riempita con gas Argon 90%, vetro intermedio indurito 6 mm, intercapedine 16 mm riempita con gas Argon 90%, vetro interno stratificato 66.2.

In corrispondenza dell'esposizione sud-est, sud e sud-ovest l'involucro presenta cellule vetrate a doppia pelle. L'intercapedine d'aria racchiusa tra la pelle interna e la pelle esterna genera un effetto

camino a ventilazione naturale, entro cui è installata una passerella pedonale per scopi manutentivi e un sistema di schermature solari a tenda. Dal punto di vista statico, le cellule sono appese al solaio superiore tramite staffe in acciaio ancorate all'estradosso del solaio mediante canali annegati nel getto. La pelle esterna non ha la funzione di tenuta all'aria e all'acqua, ma solo quella di barriera ai flussi meteorici (*rainscreen wall*). Le stratigrafie dei tamponamenti vetrati sono composte da:

- Pelle interna: vetro esterno stratificato 88.2, intercapedine 14 mm riempita con gas Argon 90%, vetro intermedio indurito 6 mm, intercapedine 16 mm riempita con gas Argon 90%, vetro interno stratificato 66.2.
- Pelle esterna: vetro stratificato 1010.2 con intercalare strutturale SGP, vincolato perimetralmente su quattro lati.

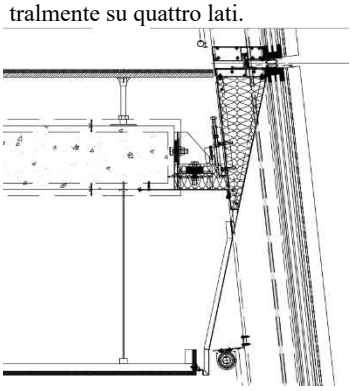


Fig. 11. sezione verticale singola pelle (progetto costruttivo *Focchi*)

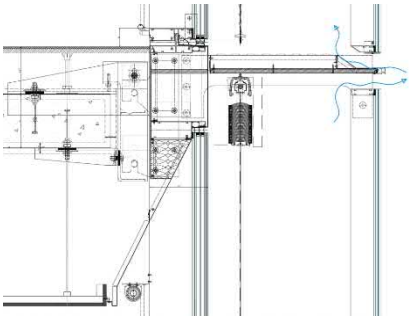


Fig. 12. sezione verticale doppia pelle (progetto costruttivo *Focchi*)

La geometria tronco-conica eccentrica che caratterizza la Torre determina, per i moduli di facciata, un'inclinazione differente a seconda dell'orientamento. Ciascuna cellula di facciata è ricondotta a una configurazione geometrica piana; in tal modo, il profilo curvilineo planimetrico viene discretizzato mediante una successione di segmenti lineari che definisce una spezzata poligonale.

Le facciate dello Skygarden (livelli 13 e 14) si scompongono in due sottosistemi permeabili all'aria:

- Facciata permeabile a lamelle in vetro stratificato, sostenute da profili in alluminio estruso; questi ultimi risultano vincolati a loro volta, tramite staffe dedicate, a un'orditura metallica di supporto in tubolari scatolari di acciaio.
- Facciata in lamiera microforata preposto alla delimitazione dei locali tecnici, ordito su una sottostruttura verticale in tubi scatolari di acciaio.

Il trasferimento dei carichi di questi sistemi alle strutture primarie è affidato a staffe in acciaio collegate a canali inseriti nel getto.

Sul perimetro del piano tredicesimo è presente un parapetto vetrato. Il tamponamento vetrato è costituito da un vetro stratificato composto da due lastre indurite di spessore 10 mm con interposto un intercalare rigido ionoplastico SG. I vetri sono ritenuti sui lati verticali da profili in alluminio estruso e vincolati alla base mediante staffe in acciaio ancorate all'estradosso del solaio mediante canali annegati nel getto.
L'involucro sommitale (Belvedere e Rooftop) è caratterizzato da facciate continue a cellule con profili in alluminio estruso e lastre in vetro a incollaggio strutturale. Il trasferimento delle azioni alla carpenteria metallica primaria avviene mediante l'ausilio di staffe in acciaio.

La facciata del corpo Stecca è costituita da una facciata continua a montanti e traversi e una facciata ventilata. La facciata continua è composta da un reticolo a montanti e traversi con profili in

alluminio estruso e tripli vetri a incollaggio strutturale (SG). La stratigrafia del triplo vetro prevede un vetro esterno stratificato 66.2, vetro intermedio di spessore 6 mm, un vetro interno stratificato 55.2; i vetri sono separati da intercapedini riempite con gas Argon al 90%. In corrispondenza dei corpi scala e dei passaggi impiantistici sono integrati elementi *spandrel*.
I montanti sono vincolati alle staffe che a loro volta sono fissati al solaio mediante due tasselli: la staffa di base è posizionata sopra solaio, in corrispondenza dei piani intermedi e di copertura le staffe sono disposte fronte solaio. Lo schema statico è vincolato alla base e libero di dilatare in corrispondenza dei fissaggi intermedi e sommitali.
La facciata ventilata è costituta da un rivestimento in pannelli prefabbricati in calcestruzzo rinforzato installati a secco su una sottostruttura metallica con interposizione di uno strato isolante continuo a cappotto termico.

6 PROVE DI COLLAUDO

Al fine di garantire la rispondenza ai requisiti delle specifiche tecniche di progetto, e a garanzia della durabilità, sicurezza e conformità delle lavorazioni, sono state eseguite campagne di prove sia in laboratorio che in situ.
Tutte le prove eseguite sono state documentate tramite report tecnici e rilievi fotografici; la tracciabilità delle procedure ha permesso di mantenere un archivio completo e consultabile, propedeutico alla pianificazione dei futuri piani di manutenzione e alla validazione finale delle opere rispetto al quadro normativo vigente.
Ai fini del collaudo statico delle strutture sono state seguite dieci prove di carico su varie tipologie di impalcato distribuite tra gli edifici Torre, Stecca ed interrati. Inoltre, la torre è stata dotata di accelerometri, inclinometri, estensimetri e termometri per monitorare in continuo il suo comportamento dinamico. È stata effettuata la prima campagna di acquisizioni delle frequenze proprie dell'edificio in assenza di finiture dei piani dal 16 al 27 e in assenza della BMU in sommità. La campagna di prove dinamiche si concluderà dopo altre due finestre di acquisizione, al completamento della vela di sommità e al successivo smontaggio della gru.
Nell'ambito del collaudo dell'involucro sono riportate di seguito le prove di laboratorio contemplate:

- **Permeabilità all'aria, tenuta all'acqua e resistenza al vento:** Le prove sono state condotte su un campione rappresentativo costituito da due cellule di singola pelle e due cellule di doppia pelle secondo il metodo di prova riportato nella norma di prodotto delle facciate continue (UNI EN 13830:2022). L'iter ha previsto l'esecuzione delle prove secondo una sequenza considerata come un'unica prova di resistenza alle intemperie: permeabilità all'aria sotto pressione positiva e negativa, tenuta all'acqua sotto pressione statica, resistenza al carico del vento in condizioni di esercizio; ripetizione della prova di permeabilità all'aria sotto pressione positiva e negativa, ripetizione della prova di tenuta all'acqua. Successivamente, il medesimo campione è stato sottoposto a prove di tenuta all'acqua in regime di pressione dinamica secondo la specifica EN 13050, a simulazioni di spostamento relativo per eventi sismici, alla reiterazione delle prove statiche di permeabilità all'aria e tenuta all'acqua, resistenza all'acqua *hose test*, e infine alla resistenza al vento in condizioni di sicurezza.
- **Resistenza agli urti:** Prova di impatto eseguite con impattatore doppio pneumatico in corrispondenza di montanti, traversi e pannello vetrato.
- **Test acustici**: I requisiti acustici sono stati provati mediante la misurazione dell'isolamento acustico per via aerea, posizionando una sorgente sonora a una distanza di almeno 7 m. Sotto regime di emissione costante di rumore bianco, sono stati misurati simultaneamente i livelli di pressione sonora all'esterno e all'interno della camera ricevente. All'interruzione della sorgente, sono stati rilevati il rumore di fondo e il tempo di riverberazione mediante il metodo della stazionarietà interrotta.

Inoltre, è stata misurata la trasmissione laterale del rumore aereo tra stanze adiacenti.



Fig. 13. prova di tenuta all'acqua



Fig. 14. Prova di impatto parapetto

- **Test sui parapetti vetrati**: Il campione, formato da tre moduli, è stato sottoposto alla seguente sequenza di prove (secondo la norma UNI 11678:2017): applicazione del carico limite di esercizio per una durata pari a 5 minuti e successivo scarico, applicazione del carico limite ultimo e scarico, rottura indotta della lastra di vetro soggetta a carico e, successivamente, della lastra non soggetta e in entrambe le situazioni applicazione del carico di collasso corrispondente al 30 % del carico limite di esercizio per la durata di 1 minuto. Infine, prova di impatto da corpo duro (secondo la norma UNI 11678:2017) e prova di impatto doppio pneumatico (secondo la norma UNI EN 14019:2016).
- **Test di resistenza al vento e urti della lamiera microforata** (facciata Skygarden): La prova di resistenza al vento è stata eseguita mediante l'applicazione di una membrana di cellophane in aderenza alla lamiera per consentire la pressurizzazione del sistema. Per le prove d'urto, il dispositivo di impatto è stato appeso a un cavo inestensibile di massa trascurabile, in modo che, in posizione di riposo, entrasse in contatto con il punto di impatto previsto.
- **Test al fuoco della facciata:** I moduli a doppia pelle sono stati sottoposti a una prova di resistenza al fuoco secondo curva termica naturale, volta a simulare lo scenario di un incendio all'interno dell'edificio. Il campione è stato montato su un telaio di prova costituito da una cornice perimetrale indeformabile in cemento armato, realizzando una camera di combustione chiusa dove esporre al fuoco la faccia interna del campione. La prova è stata eseguita sottoponendo la faccia interna dell'oggetto, alla curva di temperatura prevista dal protocollo di prova e facendo riferimento alle norme di prova delle facciate continue EN1364 (prove di resistenza al fuoco per elementi non portanti).

La campagna di prove di collaudo in opera dell'involucro ha consistito in:

- **Prove di carico sul 10% dei fissaggi in cantiere:** Sono state eseguite sia prove a trazione condotte sulle teste a martello M16 inserite nei canali di ancoraggio, sia prove a taglio sulle staffe di vincolo delle cellule, utilizzando un carico pari a 1,5 volte il carico di progetto.
- **Prove di serraggio**: Prove eseguite sul 100% dei fissaggi per controllare la qualità del montaggio, completato dalla successiva marcatura con vernice spray.
- **Prove di tenuta all'acqua**: Le prove di tenuta all'acqua con barra spruzzatrice e hose test sono state eseguite sull'1% della superficie complessiva delle facciate continue a tenuta, in assenza di pressione. La prova con barra spruzzatrice (UNI EN 13051) consiste nell'erogazione di una quantità d'acqua specifica e costante mediante una barra con ugelli posizionata a una distanza di 250 mm dalla superficie esterna della facciata, per una durata di 30 minuti.

L'hose test (CWCT) consiste nell'applicazione di un cono di acqua caratterizzato da pressione costante su tutti i giunti esterni orizzontali e verticali. La lancia, posta a una distanza di circa 30 cm dall'involucro, è stata movimentata lungo i giunti ripetendo il ciclo per 5 passaggi consecutivi (procedendo per una lunghezza di 1,5 m in 30 secondi), per un tempo complessivo di 5 minuti per ogni tratta di giunto. I risultati hanno dimostrato assenza di infiltrazioni al piano di prove e nel piano sottostante per la barra e assenza di infiltrazioni in corrispondenza del giunto oggetto di prova.

- **Prove acustiche** per la valutazione dell'isolamento acustico tra ambienti e per determinare l'isolamento acustico per via aerea delle facciate.
- **Prova di reglazing**, ovvero la sostituzione di un tamponamento vetrato della cellula tipologica degli uffici.



Fig. 15. faccia non esposta al fuoco all'interruzione della prova (80 min)



Fig. 16. Prova a taglio della staffa

7 CONCLUSIONI

La Torre Faro A2A rappresenta un intervento di elevata complessità ingegneristica che coniuga innovazione architettonica, sostenibilità e prestazioni strutturali avanzate. L'adozione di sistemi belt-truss in carpenteria metallica, integrati con una struttura principale in calcestruzzo armato, ha consentito di soddisfare le esigenze statiche e funzionali di un edificio alto 145 metri, caratterizzato da una geometria fortemente non convenzionale. Particolare rilievo assumono le soluzioni sviluppate per la copertura, per la struttura di coronamento e per l'involucro a singola e doppia pelle, progettati per garantire elevate prestazioni energetiche, di durabilità e di sicurezza. Le estese campagne di prove di laboratorio e di collaudo in opera hanno confermato la conformità delle opere ai requisiti progettuali, validando le scelte tecnologiche adottate. La Torre Faro costituisce pertanto un esempio significativo di integrazione tra progettazione architettonica, ingegneria strutturale e tecnologia delle facciate, contribuendo in modo rilevante al processo di rigenerazione urbana dello Scalo Romana e al nuovo skyline della città di Milano.

KEYWORDS

CTA2026, Steel structures, Belt Truss, Skyscraper, Existing Building, Unitized curtain wall, Double-skin façade.

STRUTTURE COMPOSTE

COMPOSITES STRUCTURES

ANALISI SISMICA DI PARETI A SETTO UNICO IBRIDE ACCIAIO-CALCESTRUZZO CON DISSIPATORI ALLA BASE

SEISMIC ANALYSIS OF SINGLE-PIER HYBRID STEEL-CONCRETE COUPLED WALLS WITH CORNER COMPONENTS

Fabrizio Scozzese
Alessandro Zona
Graziano Leoni
Università di Camerino
Scuola di Architettura e Design
Ascoli Piceno, Italy
{fabrizio.scozzese, alessandro.zona, graziano.leoni}@unicam.it

Andrea Dall'Asta
Università di Camerino
Scuola di Scienze e Tecnologie
Camerino, Italy
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Milan, Italy
andrea.dallasta@unicam.it

ABSTRACT

Single-pier hybrid coupled walls (SP-HCWs) are an alternative to conventional hybrid coupled walls, where two reinforced concrete (RC) walls are coupled by steel links. In SP-HCWs, a single RC wall is connected to two steel side columns through dissipative steel links, reducing the use of concrete and improving construction speed, repairability, and end-of-life disassembly. An enhanced configuration with a hinged wall–foundation connection and vertical steel corner components was also proposed to improve seismic performance, and a Eurocode-consistent design procedure was developed and applied to a large set of case studies, whose assessment through push-over analyses showed promising results. This study extends the investigation to nonlinear time-history analyses, explicitly accounting for seismic input uncertainty. The resulting response database is used to perform seismic reliability analyses and to derive behaviour factors. The outcomes support the proposed design approach and provide guidance for future applications.

SOMMARIO

Le pareti ibride accoppiate a singolo setto (SP-HCW) rappresentano una alternativa alle pareti ibride accoppiate convenzionali, costituite da due setti in calcestruzzo armato collegati da elementi in acciaio. Negli SP-HCW, un unico setto in calcestruzzo armato è accoppiato a due colonne laterali in acciaio tramite link dissipativi, riducendo l'uso di calcestruzzo e favorendo rapidità co-

struttiva, riparabilità post-sisma e disassemblaggio a fine vita. Per migliorare ulteriormente la risposta sismica, è stata proposta una configurazione con base incernierata e componenti dissipativi in acciaio agli angoli della base e una relativa procedura progettuale coerente con gli Eurocodici e validata mediante analisi pushover. Questo studio estende la valutazione ad analisi dinamiche non lineari, considerando l'incertezza dell'input sismico. I risultati sono impiegati per valutare l'affidabilità sismica e derivare fattori di comportamento, fornendo indicazioni utili per future applicazioni progettuali degli SP-HCW.

1 INTRODUCTION

Single-pier steel–concrete hybrid coupled walls (SP-HCWs) are composed of a single reinforced concrete (RC) wall connected to two steel side columns by horizontal steel links, as shown in Fig. 1a. Under horizontal actions, the RC wall resists bending moment and shear, while the steel side columns mainly exchange axial forces induced by the coupling action. The steel links are intended to act as dissipative and replaceable elements, whereas the remaining structural components are designed to remain essentially elastic according to capacity-design principles.

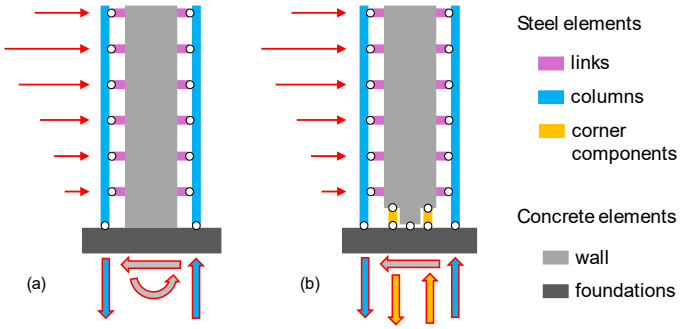


Fig. 1. Structural scheme and base reactions under horizontal loads for: a) SP-HCW with fixed base of the RC wall; b) SP-HCW with hinged base and corner components in the RC wall.

SP-HCWs were originally introduced within the European INNO-HYCO project [1] and subsequently investigated in several studies [2]–[7] as an alternative to conventional hybrid coupled walls composed of two RC walls connected by steel or composite links [8]–[12]. Compared with conventional coupled-wall systems, SP-HCWs reduce the amount of concrete, simplify construction and repair, and avoid the cyclic alternation of axial tension and compression in the RC walls due to the coupling action. Despite these advantages, previous numerical studies showed that inelastic demand could not always be fully confined to the steel links and could also affect the base region of the RC wall [4], [5]. To improve the seismic behaviour of the system, the HYCAD project investigated alternative design solutions [13], including the modification of the wall base boundary condition through a hinged base combined with vertical steel corner components (CCs), as shown in Fig. 1b. The beneficial effects of similar hinged or resilient base solutions have been investigated in recent studies on RC walls and hybrid coupled systems [15]–[21].

A design methodology for SP-HCWs with fixed-base and hinged-base RC walls was proposed in [14]. The present study builds on that work by assessing the seismic reliability of selected SP-HCW configurations through nonlinear dynamic analyses and by deriving behaviour factors suitable for design. The main objectives are: (i) to compare the reliability of fixed-base and hinged-

base configurations; (ii) to evaluate the influence of building height and wall slenderness; and (iii) to estimate displacement-based behaviour factors consistent with Eurocode-type seismic design.

2 CASE STUDIES AND ANALYSIS METHODOLOGY

2.1 Selected structural configurations

Twelve case studies are selected from the wider parametric set designed in [14], they include:

- three building heights: 3, 6 and 9 storeys;
- two height-to-length ratios of the RC wall: H/L=7.5 and H/L=10;
- two base configurations: fixed base and hinged base with non-dissipative corner components.

The coupling ratio is kept constant and equal to 0.50, since previous studies showed that its influence is limited within the optimal design range generally adopted for SP-HCW systems [2], [4], [5], [14]. The hinged-base systems are designed with non-dissipative CCs, so that the comparison with fixed-base systems is performed under equivalent wall overstrength assumptions.

2.2 Seismic input and Multiple Stripe Analysis

The seismic response is assessed through Multiple Stripe Analysis (MSA), widely used for probabilistic seismic demand and reliability assessment [22]–[24]. Peak ground acceleration (PGA) is adopted as the intensity measure (IM). The seismic hazard is representative of average Italian seismicity and is consistent with the seismic design hazard adopted for the case studies.
The IM hazard curve is derived from the Italian seismic hazard model [25]–[28] using the REASSES software [29]. Twelve IM levels are considered, corresponding to return periods equal to 10, 50, 100, 250, 500, 1000, 2500, 5000, 10000, 25000, 50000 and 100000 years. For each IM level, 20 acceleration time histories are selected and scaled to achieve compatibility with the target response spectrum. Therefore, each case study is analysed through 240 nonlinear dynamic analyses.

2.3 Numerical model and monitored response parameters

Two-dimensional nonlinear finite element models are developed in OpenSees [30], following the same modelling strategy previously introduced and validated in [4], [14]. Geometric nonlinearity is included through a corotational formulation.
The steel links are modelled using elastic beam elements combined with nonlinear zero-length elements to reproduce flexural and shear plastic response, using a constitutive formulation originally developed for buckling-restrained braces [31], [32] and later extended and validated for dissipative steel links [33].
The RC wall is modelled using force-based distributed-plasticity fibre elements, with different constitutive laws for confined and unconfined concrete. The wall shear behaviour is assumed linear elastic, and shear failure is checked a posteriori. Reinforcing steel and corner components are modelled with an elastoplastic constitutive law.
The monitored engineering demand parameters (EDPs) include global quantities, such as base shear, maximum inter-storey drift and residual drift, and local quantities, such as link shear force and plastic rotation, axial force in steel columns and corner components, tensile strain in wall reinforcement and compressive strain in concrete.

3 SEISMIC RELIABILITY ASSESSMENT

3.1 Demand hazard curves

The seismic reliability is evaluated within the probabilistic conditional framework of Performance-Based Earthquake Engineering [34]. For each EDP, the MSA results are used to construct fragility functions conditional on the IM. The demand hazard curve is then obtained by convolving the conditional probability of exceeding a demand threshold with the seismic hazard curve. The resulting demand hazard curves provide the mean annual frequency of exceedance of different EDP thresholds.

Demand hazard curves are first used to compare the fixed-base and hinged-base six-storey systems with H/L=10, as shown in Fig. 2. Since the two systems are designed according to the same criteria, this comparison isolates the influence of the wall base connection on seismic reliability. The two configurations show very similar probabilistic responses over a wide range of demand levels. Several EDPs, including inter-storey drift, wall base shear and link plastic rotation, are only marginally affected by the base connection. This confirms that the hinged-base solution does not significantly alter the global seismic response of the system. The most relevant differences concern the local response of the RC wall. The hinged-base configuration reduces the probability of exceeding high steel and concrete strain thresholds, confirming its effectiveness in limiting damage concentration at the wall base. This benefit becomes especially evident at low annual exceedance frequencies, i.e. for seismic events more severe than the design level. A possible drawback is represented by slightly larger residual drift demands after yielding of the corner components.

The influence of wall slenderness is shown in Fig. 3 by comparing the hinged-base six-storey systems with H/L=10 and H/L=7.5. The two systems exhibit close demand hazard curves for all the monitored EDPs. Minor differences are observed in concrete strain and link plastic rotation, but the overall seismic reliability is only weakly affected by the wall slenderness ratio within the investigated range. For both base configurations and wall slenderness ratios, the ultimate thresholds of the monitored EDPs are reached at mean annual frequencies lower than the design hazard level, confirming the presence of safety margins with respect to the design condition.

3.2 Failure rates

Annual failure rates are estimated for three failure mechanisms: exceedance of a conventional ultimate inter-storey drift ratio equal to 2%, exceedance of the RC wall shear capacity and exceedance of the maximum plastic rotation capacity of the steel links. The results for all twelve case studies are summarised in Fig. 4.

Two reference levels are considered: the design hazard level, equal to $2 \cdot 10^{-3}$ 1/year, and a target reliability level equal to $2 \cdot 10^{-4}$ 1/year, consistent with the draft Annex to the revised Eurocode 8 and with recent Eurocode-oriented reliability studies [35]–[37]. All systems exhibit failure rates lower than the design hazard level. Low- and medium-rise systems also satisfy the adopted target reliability level. The most demanding failure mechanism is generally associated with the plastic rotation capacity of the steel links, which governs the failure probability in most configurations. The 9-storey systems are the only ones showing failure rates above the target reliability level, although still below the design hazard level. In these cases, earlier failure is associated with the link rotation mechanism. This result indicates that a uniform distribution of steel links over the building height may be inadequate for taller SP-HCW systems, since the resulting redistribution of forces and deformations may exceed the available link rotation capacity. A non-uniform distribution of link sizes and strengths should therefore be considered in future design developments.

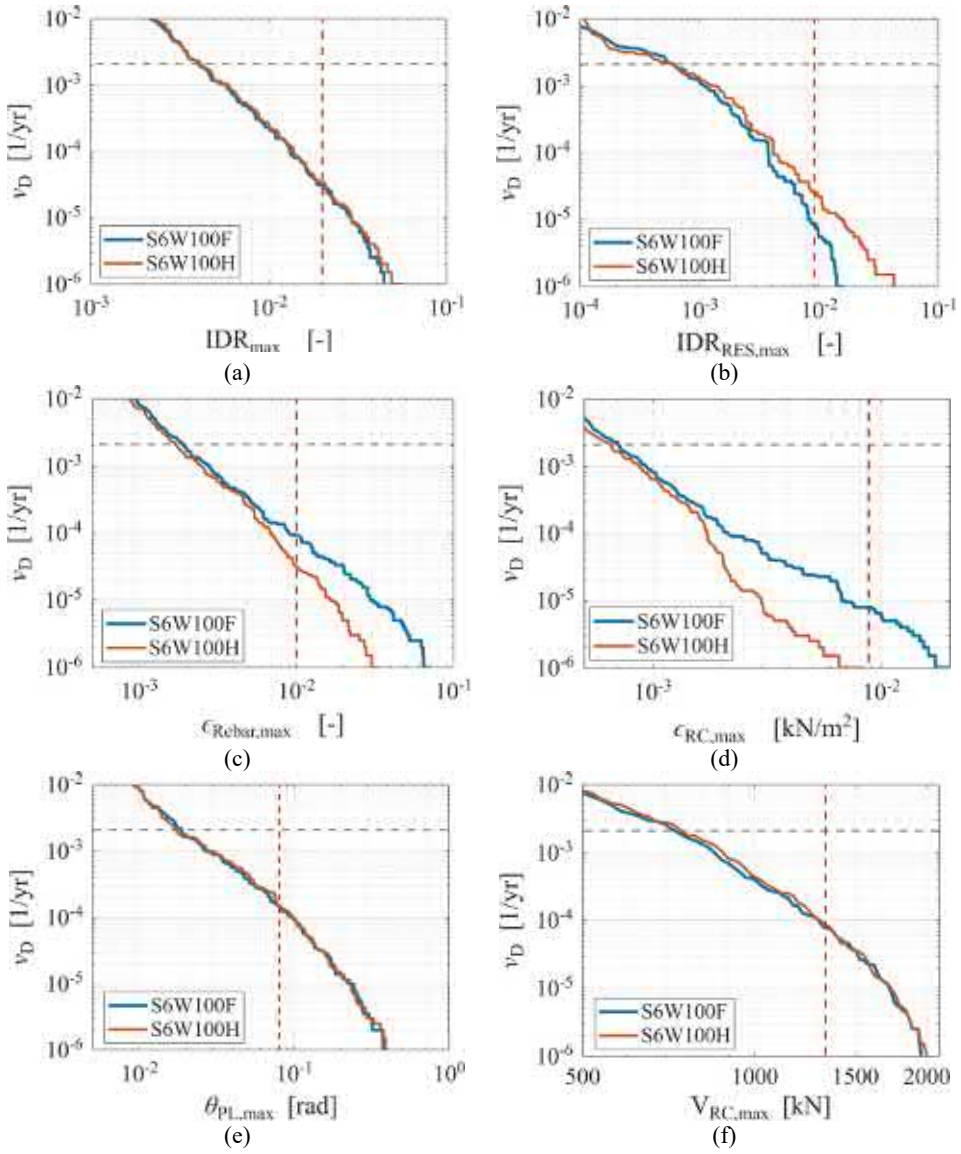


Fig. 2. Demand hazard curves for the reference case studies S6W100F and S6W100H: (a) inter-storey drift (max. among floors); (b) residual inter-storey drift; (c) steel rebars strain; (d) concrete compressive strain; (e) links' plastic rotation; (f) wall base shear.

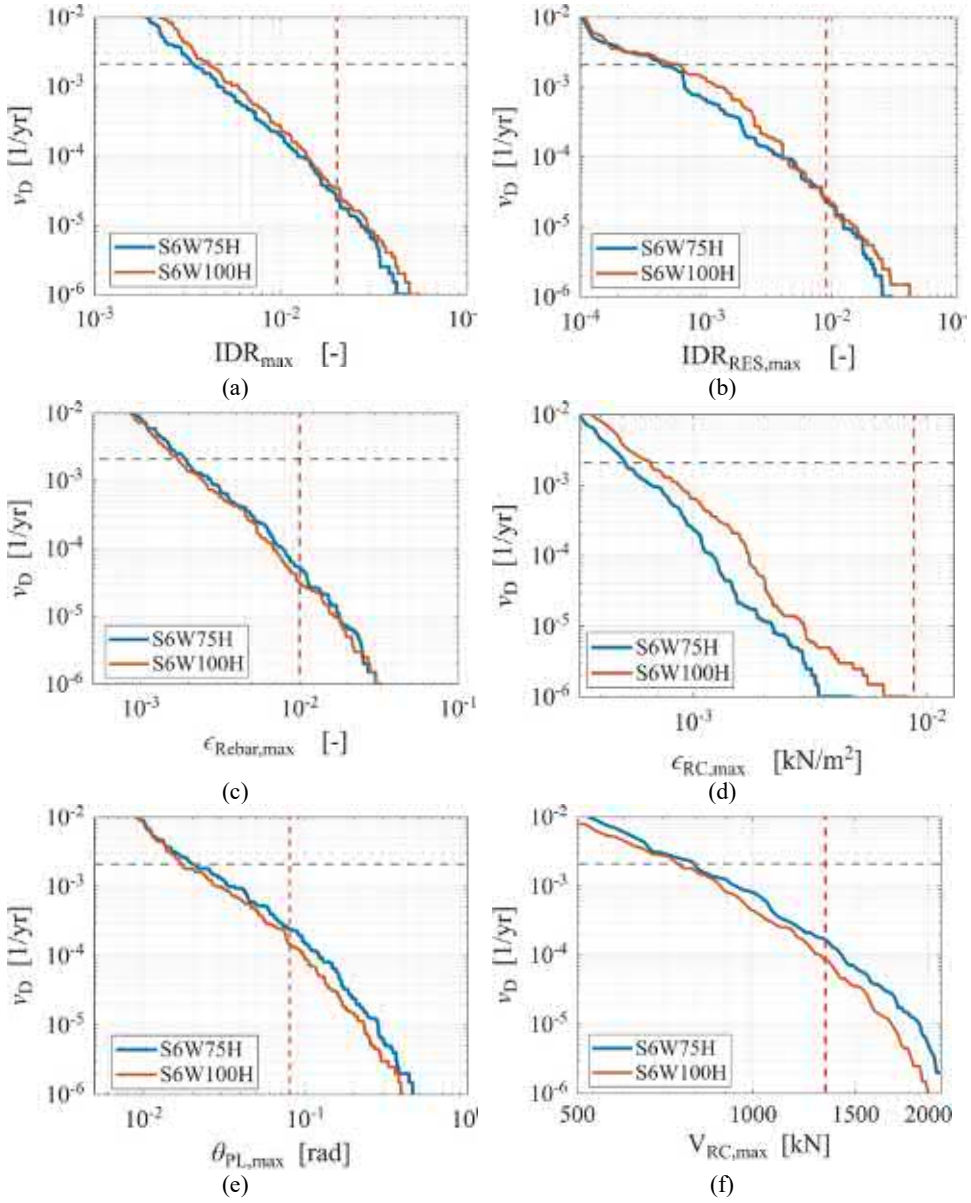
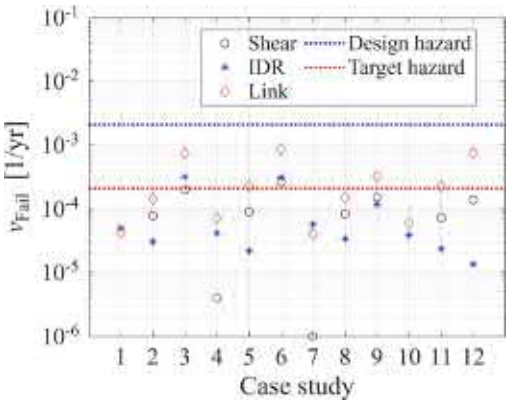


Fig. 3. Demand hazard curves compared for S6W100H and S6W75H: (a) inter-storey drift (max. among floors); (b) residual inter-storey drift; (c) steel rebars strain; (d) concrete compressive strain; (e) Dissipative links' plastic rotation; (f) Wall base shear.



Number	Case study
1	S3W100F
2	S6W100F
3	S9W100F
4	S3W75F
5	S6W75F
6	S9W75F
7	S3W100H
8	S6W100H
9	S9W100H
10	S3W75H
11	S6W75H
12	S9W75H

Fig. 4. Failure rates of all the case studies compared together. Case studies are indexed on the x-axis (1–12), the corresponding labels are given in the table on the right.

4 ESTIMATION OF BEHAVIOUR FACTORS

The results of the nonlinear dynamic analyses are processed to estimate behaviour factors for the investigated SP-HCW systems. This approach is consistent with previous studies in which nonlinear dynamic analyses are used to derive or assess seismic behaviour factors [38]–[40]. For each case study, the maximum base shear and roof drift ratio (RDR) obtained from each ground-motion record at the different IM levels are plotted as dynamic capacity curves. Three performance points are identified on each curve: yielding of the first steel link, yielding of the first steel rebar in the RC wall and first structural component failure.

In line with the displacement-based interpretation of the behaviour factor adopted in EN 1998-1 [41], two behaviour factors are introduced. The first, denoted as q_D, is defined as the ratio between the RDR at first RC wall reinforcement yielding and the RDR at first steel link yielding. This factor quantifies the displacement ductility that can be exploited while keeping the RC wall essentially undamaged and concentrating inelastic demand in the replaceable steel links. It is therefore suitable for performance-oriented linear design strategies aimed at allowing damage only in sacrificial and replaceable components.

The second factor, denoted as q_{NC}, is defined as the ratio between the RDR at failure or near-collapse conditions and the RDR at first link yielding. This quantity is consistent with the conventional Eurocode-type behaviour factor, where significant inelastic deformation is allowed to develop up to a near-collapse limit state.

The use of displacement ratios is justified by the fact that all analysed buildings have fundamental periods larger than approximately 0.5 s, thus, falling within the range where the equal-displacement assumption applies [41]. In this period range, strength-reduction factors and displacement ductility factors can be considered approximately equivalent. Therefore, the proposed displacement-based q-factors provide a consistent estimate of the ductility resources available at different performance levels. For each case study, twenty values of q_D and twenty values of q_{NC} are obtained, one for each dynamic capacity curve. The resulting mean values indicate that two representative behaviour factors can be adopted: $q_D = 3.0$ and $q_{NC} = 5.5$. The first value supports damage-control design philosophies in which the RC wall is protected, and inelastic demand is concentrated in the replaceable steel links. The second value represents a conventional near-collapse behaviour factor for Eurocode-type seismic design. The estimated value $q_{NC} = 5.5$ is broadly consistent with the behaviour factors currently prescribed in EC8 for comparable compo-

site wall systems. In particular, EN 1998-1 assigns behaviour factors around 4.5–5.0 to composite wall systems and composite or concrete walls coupled by steel or composite beams [41]. The slightly higher value obtained here suggests that SP-HCW systems can provide ductility levels comparable to, or slightly higher than, those of conventional composite coupled-wall systems.

5 CONCLUSIONS

This study investigated the seismic reliability and behaviour factors of single-pier steel–concrete hybrid coupled walls through nonlinear dynamic analyses within a probabilistic framework. Fixed-base configurations were compared with hinged-base systems equipped with steel corner components. The hinged-base solution provides global seismic performance comparable to that of the fixed-base configuration, while significantly reducing local strain demand in the RC wall. The base detail has limited influence on global drift, wall base shear and link activation, but effectively mitigates damage concentration at the wall base. A moderate increase in residual drift may occur after yielding of the corner components.

From a reliability standpoint, all low- and medium-rise case studies exhibit adequate safety margins against collapse and satisfy the adopted target reliability level. The most critical mechanism is generally associated with the attainment of the steel-link plastic rotation capacity. The 9-storey systems are more demanding and may require a non-uniform distribution of link properties over the height to avoid premature link failure.

Two displacement-based behaviour factors are proposed. A value $q_D = 3.0$ is identified for performance-oriented design aimed at concentrating damage in the replaceable links while preventing RC wall damage. A value $q_{NC} = 5.5$ is obtained for conventional near-collapse design and is consistent with the range of behaviour factors prescribed by Eurocode 8 for comparable composite coupled-wall systems.

Overall, the results confirm the potential of SP-HCW systems with hinged-base RC walls and corner components as efficient, repairable and reliable seismic resisting systems. Further developments should focus on the optimisation of link distribution in taller buildings and on the formulation of codified design recommendations for this class of hybrid coupled-wall systems.

ACKNOWLEDGMENT

The results presented in this article were obtained within the research project “Innovative steel-concrete HYbrid Coupled walls for buildings in seismic areas: Advancements and Design guidelines” (HYCAD) funded by the European Commission, Research Fund for Coal and Steel (RFCS-RPJ: 899381). The support of the European Commission is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Dall’Asta A et al. Innovative hybrid and composite steel-concrete structural solutions for building in seismic area, Final Report, EUR 26932 EN, European Commission, 2015. https://doi.org/10.2777/85404

[2] Zona A, Degeé H, Leoni G, Dall’Asta A. Ductile design of innovative steel and concrete hybrid coupled walls. Journal of Constructional Steel Research 2016; 117(1):204-213. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.10.017

[3] Das R, Zona A, Vandoren B, Degée H. Performance-based seismic design of an innovative HCW system with shear links based on IDA. Procedia Engineering 2017; 199(1):3516-3521. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.500

[4] Zona A, Tassotti L, Leoni G, Dall'Asta A. Nonlinear seismic response analysis of an innovative steel and concrete hybrid coupled wall system. Journal of Structural Engineering 2018; 144(7):04018082. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002080
[5] Das R, Zona A, Vandoren B, Degeé H. Optimizing the coupling ratio in the seismic design of HCW systems with shear dissipative links. Journal of Constructional Steel Research 2018; 147(1):393-407. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.04.026
[6] Salameh M, Shayanfar M, Barkhordari MA. Estimation and development of innovative hybrid coupled shear wall system using nonlinear dynamic and fragility analysis. Structures 2020; 26(1):703-723. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.04.031
[7] Salameh M, Shayanfar M, Barkhordari MA. Seismic displacements and behaviour factors assessment of an innovative steel and concrete hybrid coupled shear wall system. Structures 2021; 34(1):20-41. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.07.058
[8] Harries KA, Mitchell D, Cook WD, Redwood RG. Seismic response of steel beams coupling concrete walls. Journal of Structural Engineering 1993; 119(12):3611-3629. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:12(3611)
[9] Shahrooz BM, Remmetter MA, Quin F. Seismic design and performance of composite coupled walls. ASCE Journal of the Structural Division 1993;19(11):3291-309. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:11(3291)
[10] Harries KA, Gong B, Shahrooz BM. Behaviour and design of reinforced concrete, steel, and steel–concrete coupling beams. Earthquake Spectra 2000;16(4):775-99. https://doi.org/10.1193/1.1586139
[11] Park WS, Yun HD. Seismic behaviour of coupling beams in a hybrid coupled shear walls. Journal of Constructional Steel Research 2005; 61(11):1492-1524. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.04.006
[12] El-Tawil S et al. Seismic design of hybrid coupled wall systems: state of the art, Journal of Structural Engineering 2010; 136(7):755-769. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000186
[13] Das R., Morelli F., Zona A., Hoffmeister B., Vulcu C., Degeé H., Innovative hybrid coupled wall systems to resist seismic action – HYCAD. ce/papers, 6: 2304-2309. https://doi.org/10.1002/cepa.2617
[14] Scozzese, F., Ceccolini, N., Zona, A., Dall'Asta, A., Degée, H. Ductile design of single-pier steel and concrete hybrid coupled walls with hinged base and corner components. Engineering Structures 2024, 315(1):118429. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118429
[15] Liu Q, Jiang H. Experimental study on a new type of earthquake resilient shear wall. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2017; 46(14): 2479-2497. https://doi.org/10.1002/eqe.2914
[16] Feng Y, Wu J, Chong X, Meng S. Seismic lateral displacement analysis and design of an earthquake-resilient dual wall-frame system, Engineering Structures 2018; 177(1):85-102, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.059
[17] Wang W, Quan CC, Li Y, Zhen GK, Zhao HT. Experimental study and numerical simulation analysis on seismic performance of corrugated steel-plate shear wall with replaceable bottom corner dampers, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2022, 152:107061. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.107061
[18] Jiang Q, Zhou Y, Feng Y, Chong X, Wang H, Wang X, Yang Q. Experimental study and numerical simulation of a reinforced concrete hinged wall with BRBs at the base. Journal of Building Engineering, 2022; 49(1):104030. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104030

[19] Zhang Y, Xu LH, Experimental investigation of a new self-centering shear wall with resilient hinge devices. Engineering Structures 2022; 266(1): 114657. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114657
[20] Zhang Y, Xu LH, Cyclic loading tests of a resilient hinged self-centering RC wall. Engineering Structures 2022; 270(1):114920. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114920
[21] Jiang H, Li S, Bolander JE, Kunnath SK. Seismic performance of a new type of coupled shear wall with replaceable components: Experimental Validation, Journal of Earthquake Engineering, 2023, 27(4), 810–832. https://doi.org/10.1080/13632469.2022.2033353
[22] Jalayer F, Cornell CA Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments. Earthq Eng Struct Dyn 2009, 38(8):951–972. https ://doi.org/10.1002/eqe.876
[23] Bradley B.A. Practice-oriented estimation of the seismic demand hazard using ground motions at few intensity levels. Earthq Eng Struct Dyn 2013, 42(14):2167–2185. https ://doi.org/10.1002/eqe.2319
[24] Scozzese F, Tubaldi E, Dall'Asta A. Assessment of the effectiveness of Multiple-Stripe Analysis by using a stochastic earthquake input model. Bulletin of Earthquake Engineering 2020, 18: 3167-3203. https://doi.org/10.1007/s10518-020-00815-1
[25] Iervolino, I., Spillatura, A., Bazzurro, P. Seismic reliability of code-conforming Italian buildings. Journal of Earthquake Engineering, 2018, 22(sup2), 5-27.
[26] Scozzese, F., Terracciano, G., Zona, A., Della Corte, G., Dall'Asta, A., & Landolfo, R. RINTC project: Nonlinear dynamic analyses of Italian code-conforming steel single-storey buildings for collapse risk assessment. Proceedings of the 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes Island, Greece, 2017.
[27] Stucchi M, Meletti M, Montaldo V, Crowley H, Calvi GM, Boschi E. Seismic hazard assessment (2003–2009) for the Italian building code. Bulletin of the Seismological Society of America 2011, 101(4): 1885-1911. https://doi.org/10.1785/0120100130
[28] Ambraseys N., Simpson U, Bommer JJ. Prediction of horizontal response spectra in Europe. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 1996, 25(4): 371-400. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199604)25:4<371::AID-EQE550>3.0.CO;2-A
[29] Chioccarelli E, Cito P, Iervolino I, Giorgio M. REASSESS V2. 0: software for single-and multi-site probabilistic seismic hazard analysis. Bulletin of Earthquake Engineering 2019, 17: 1769-1793. https://doi.org/10.1007/s10518-018-00531-x
[30] McKenna F, Scott MH, Fenves GL. Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition. Journal of Computing in Civil Engineering 2010; 24(1):95-107. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000002
[31] Zona A, Dall'Asta A. Elastoplastic model for steel buckling-restrained braces. Journal of Constructional Steel Research 2012; 68 (1):118-125. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.07.017
[32] Gu Q, Zona A, Peng Y, Dall'Asta A. Effect of buckling-restrained brace model parameters on seismic structural response. Journal of Constructional Steel Research 2014; 98(1):100-113. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.02.009
[33] Bosco M, Marino EM, Rossi PP. Modelling of steel link beams of short, intermediate or long length. Engineering Structures 2015; 84(1):406-418. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.12.003
[34] Porter KA. An overview of PEER's performance-based earthquake engineering methodology. In Proceedings of Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9) 2003, pp. 1-8.

[35] Fajfar P. Analysis in seismic provisions for buildings: past, present and future. Bulletin of Earthquake Engineering 2018; 16(7):2567–608. https://doi.org/10.1007/s10518-017-0290-8
[36] Gkimprixis A, Tubaldi E, Douglas J. Comparison of methods to develop risk targeted seismic design maps. Bull Earthq Eng 2019;17(7):3727–52. https://doi.org/10.1007/s10518-019-00629-w
[37] Micozzi F, Scozzese F, Ragni L, Dall'Asta A. Seismic reliability of base isolated systems: sensitivity to design choices. Engineering Structures 2022; 256(1):114056. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114056
[38] FEMA. (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P-695, prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
[39] Vielma, J. C., Barbat, A., Oller, S. Seismic response of RC framed buildings designed according to Eurocodes. In Computational Methods in Earthquake Engineering 2010, (pp. 201-220). Dordrecht: Springer Netherlands.
[40] Salvitti, L. M., Elnashai, A. S. Evaluation of behaviour factors for RC buildings by nonlinear dynamic analysis. In Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
[41] European Committee for Standardization, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1, December 2004.

KEYWORDS

Seismic design, steel-concrete hybrid structures, reliability analysis, dissipative links, q-factors.

SCALE IN ACCIAIO TRA ARCHITETTURA E STRUTTURA

STEEL STAIRS BETWEEN ARCHITECTURE AND STRUCTURE

Nunziata Vincenzo
STUDIO NUNZIATA – via Marconi 10, 80036 Palma C. (NA).
info@studionunziata.com

ABSTRACT

Following the example of monumental and prestigious staircases of the past, which have played such a significant role in historical architecture, this paper presents some uncommon types of steel staircases of particular architectural and structural value.
The insertion of the staircase into the functional context (sports center, offices, reception halls, industrial warehouses, etc.) is analyzed, along with the design criteria adopted and structural modeling.
Some details and construction features are reported which, in addition to representing a particularly challenging structural solution, contribute to the architectural and aesthetic value of the staircase together with the building in which the staircase is inserted.

SOMMARIO

Sull'esempio delle scale monumentali e di pregio del passato, che tanto hanno rappresentato nell'architettura storica, nella memoria vengono riportate alcune tipologie non comuni di scale in acciaio di particolare pregio architettonico e strutturale.
Viene analizzato l'inserimento della scala nel contesto funzionale (centro sportivo, uffici, ingresso di rappresentanza, capannone industriale, ecc.) con i criteri progettuali adottati e la modellazione strutturale.
Vengono riportati alcuni dettagli e particolari costruttivi che oltre a rappresentare una soluzione strutturale particolarmente impegnativa contribuiscono al valore architettonico ed estetico della scala insieme all'edificio in cui le scala è inserita.

1 INTRODUZIONE

Le scale hanno da sempre rappresentato nell'architettura l'elemento caratterizzante interno dell'importanza e la qualità architettonica dell'involucro edilizio esterno, del valore dell'architetto e/o ingegnere che le ha progettate, non disgiunto dai capomastri che ne hanno consentito la realizzazione. Alcuni esempi di valore di scale monumentali sono riportati nella figura 1.



a) Scala Biblioteca Laurenziana. Michelangelo - 1534



b) Scalone Monumentale Reggia Caserta. Vanvitelli e Altri, 1845



c) Scalone d'onore Palazzo Reale di Napoli. Arch. F. A. Picchiatti – G. Genovese, 1650-1850



d) Scala Elicoidale Certosa di Padula
Autore ignoto. Metà del XV sec.

Fig. 1. Scale MONUMENTALI: Esempi

Parlare oggi di scale monumentali (e non solo: in passato quasi ogni edificio a più piani aveva una scala "artistica") e soprattutto realizzarle è un'impresa difficilissima se non impossibile, l'aspetto economico e il massimo sfruttamento degli spazi incidono molto a parte i vincoli urbanistici e strutturali. Soprattutto l'appiattimento dell'architettura su schemi semplificati basati sulla tecnologia (forme generate al computer, linee, piani sghembi, ecc.) ha influito sulla quasi scomparsa degli artigiani e artisti nel settore delle costruzioni in grado di governare il materiale da costruzione e di realizzare delle opere d'arte.

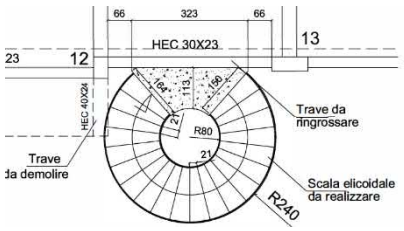
Dopo questa premessa noi ingegneri e architetti moderni ci dovremmo quasi vergognare del confronto con i maestri del passato in generale nell'architettura ed in particolare nella realizzazione di scale. Si dice che l'arte cambia con i tempi e ogni epoca ha la sua arte, se fosse vero allora saremmo in un'epoca di decadenza artistica. Nel nostro piccolo, **lungi da me il raffronto con il passato**, ho avuto la possibilità di realizzare alcune scale "particolari" dal punto di vista tecnologico e strutturale, certamente non "artistiche" ma sicuramente "belle" come testimoniato dai tanti che le hanno utilizzate o viste, che si vogliono illustrare nel prosieguo della memoria.

2 SCALE

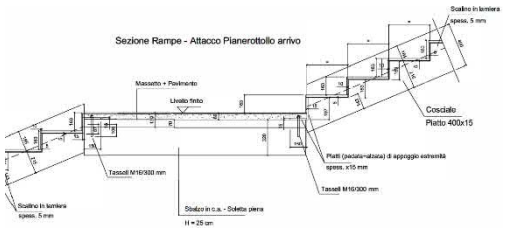
2.1 VIOLANTE COSTRUZIONI: Centro Polivalente MAGMA (Cercola – NA).

I1 progetto riguarda un complesso immobiliare alle pendici del Vesuvio, nel Comune di Cercola (NA), la cui destinazione urbanistica è ad attività sportive, di servizio e ludiche. Il complesso immobiliare è composto da tre edifici: Edificio A, Edificio B ed Edificio C, più una piscina scoperta esterna.

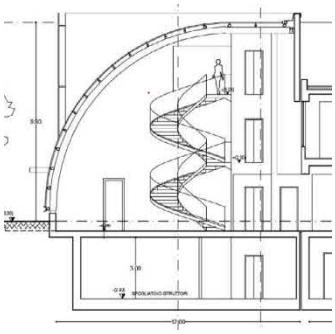
EDIFICIO B: SCALA AD ELICA Autoportante. Particolarmente significativo sia dal punto di vista strutturale che estetico, sono le strutture della facciata continua curva e della scala ad elica, entrambe in acciaio, figura 2. In particolare la scala ad elica autoportante è stata fissata a dei pianerottoli intermedi in c.a. rinforzati, in quanto già realizzati per una diversa configurazione architettonica prevista nel progetto architettonico principale successivamente variato.



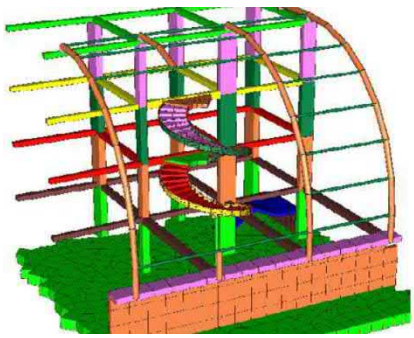
a) Pianta



b) Sezione e dettagli



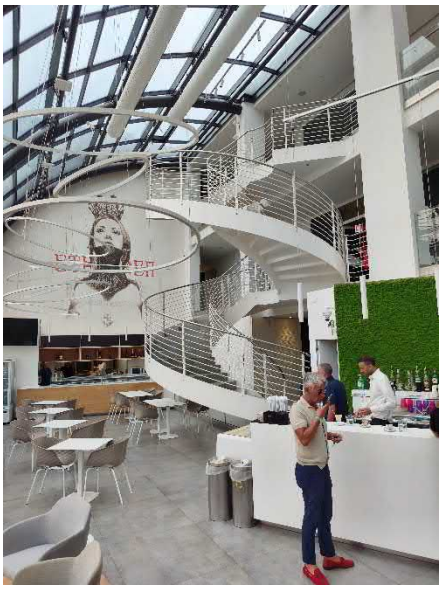
c) Sezione architettonica



d) Stralcio Modello Strutturale

Fig. 2. Scala ad ELICA: Piante e sezioni

La scala è formata con cosciali in piatti 400x15 e gradini in lamiera sagomata sp. 5 mm, risulta indipendente rampa per rampa e fissata a dei pianerottoli esistenti, consente l'accesso dalla zona bar alle sale palestre ed attività sportive, figura 3.



a) Scala ad elica



b) Scala ad elica



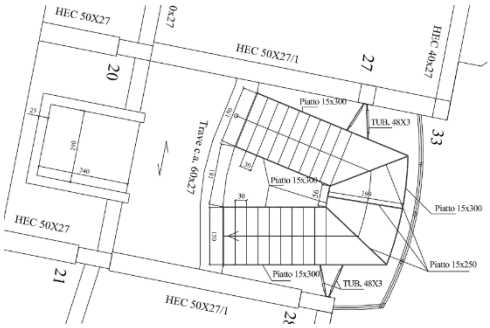
c) Dettaglio collegamento al piano



d) Fase di montaggio

Fig. 3. Scala ad ELICA autoportante piano per piano

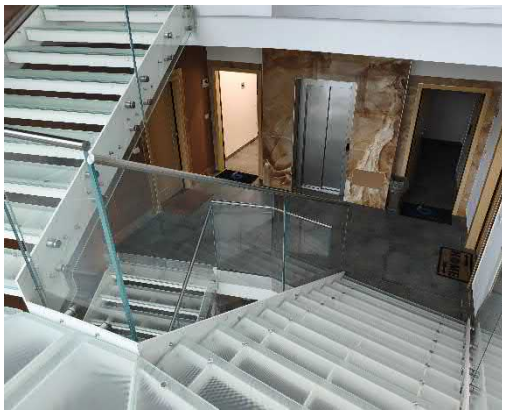
EDIFICIO C: SCALA TRAPEZIA Appesa. Si tratta di una scala in acciaio con cosciali piatti 330x15 e gradini in vetro su sottostruttura in acciaio. La scala (i cosciali delle rampe) è fissata da un lato al pianerottolo di arrivo mentre dall'altro lato il pianerottolo intermedio e sostenuto da tiranti in acciaio in profili Tub. 48x3 incernierati ai cosciali e ai pilastri in c.a. della struttura principale, figura 4.



a) Carpenteria



b) Vista dall'alto



c) Arrivo al piano



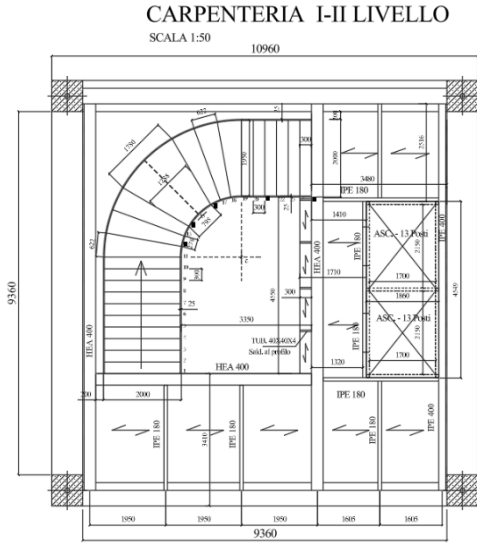
d) Collegamento al piano

Fig. 4. Scala TRAPEZIA Appesa

2.2 MARICAN HOLDING: VEGA 58 – VEGA 45.

SCALA CURVA VEGA 58 (Frattamaggiore – NA).

Si tratta di una scala in acciaio curva con cosciali piatti 25x400 e gradini sagomati sp. 5 mm, che collega piano per piano i 4 livelli di un edificio a destinazione uffici e commerciale, figura 5. La scala si caratterizza: a) per le dimensioni della rampa di larghezza 2 m; b) per la geometria particolare; c) per essere autoportante piano per piano, fissata solamente ai piani di arrivo, anch'essi in acciaio.



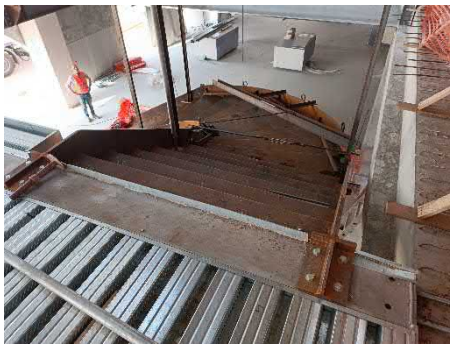
a) Pianta



b) Modello di calcolo



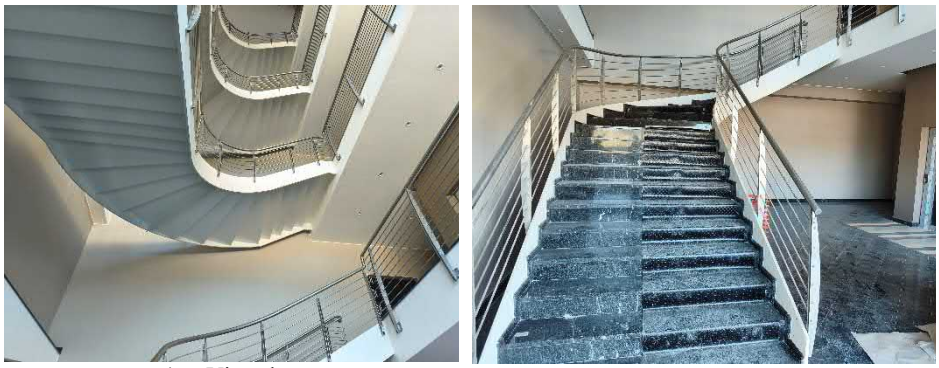
c) Prova di carico



d) Fasi di montaggio

Fig. 5. Scala CURVA: progetto e montaggio

La scala è stata collaudata con il carico di progetto di 500 daN/mq e rifinita con rivestimento in marmo e gradevole effetto cromatico, figura 6.

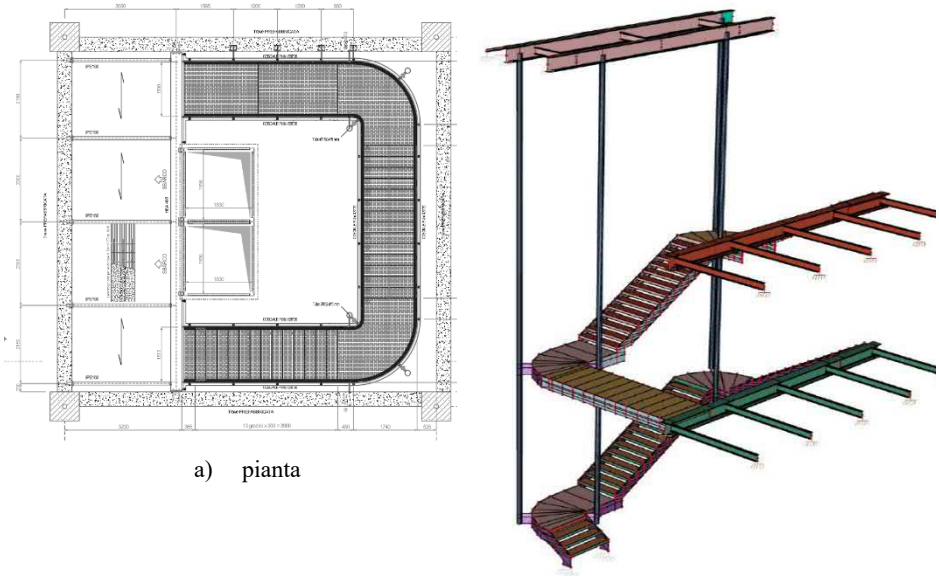


a) Vista da sotto b) Scala

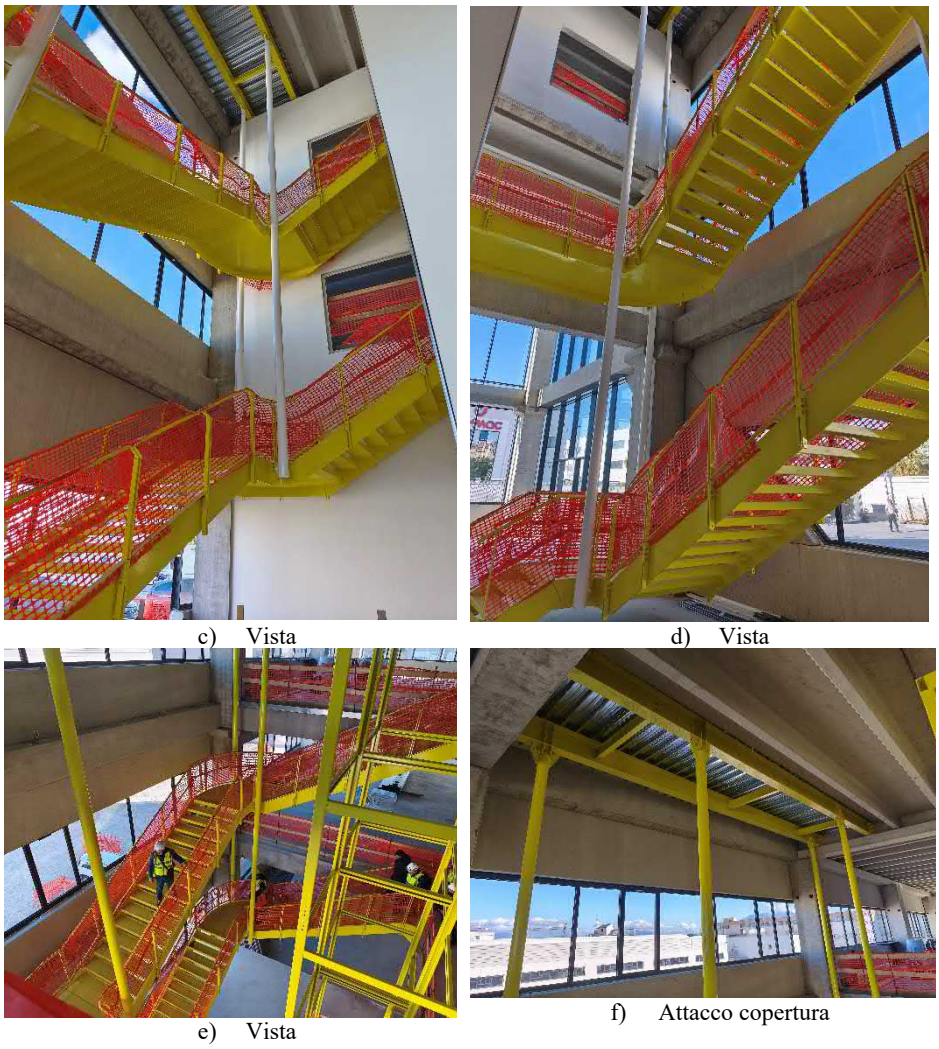
Fig. 6. Scala CURVA completa

SCALA APPESA VEGA 45 (Frattamaggiore – NA).

Si tratta di una scala in acciaio con cosciali in piatti 320x20 e gradini in lamiera sagomata a "C" rivestiti con marmo, che collega due piani in elevazione di un edificio industriale, centro di lavorazione di una società multinazionale. La particolarità della scala oltre alla geometria è dovuta al fatto che le rampe e pianerottoli intermedi risultano appesi a 4 Tubolari ø152x4,5 incernierati a delle travi in acciaio in copertura e fissati ai piani di arrivo anch'essi in acciaio, figura 7



a) pianta b) modello strutturale



c) Vista d) Vista

e) Vista f) Attacco copertura

Fig. 7. Scala APPESA

3 CONCLUSIONI

Si sono riportate nella presente memoria alcune tipologie strutturali di scale in acciaio ritenute di particolare pregio architettonico e strutturale, senza minimamente volersi confrontare con le scale monumentali e storiche del passato a livello di qualità artistica ma semplicemente volendo rappresentare un elemento o tipologia strutturale/architettonica che è la "scala" che tanta gloria ha dato all'architettura del passato e che oggi ormai viene sempre di più inglobata in un'architettura di massa funzionale al sistema e all'economia, tralasciando l'arte.

RINGRAZIAMENTI

Si vuole ringraziare la MARICAN HOLDING Gruppo Canciello, per aver consentito e anzi incitato a realizzare qualcosa di "bello" anche se si trattava in definitiva di edilizia industriale, che rappresenta una delle mission dell'azienda: la qualità e il bello sempre e comunque qualunque opera si realizzi.
Si vuole ringraziare altresì la VIOLANTE COSTRUZIONI srl che ha consentito di esprimere i suoi progettisti a così alto livello e non solo per le scale.

KEYWORDS

Scale; Prefabbricazione; Architettura Strutturale.

CENTRO POLISPORTIVO DI CHARLES AURAY A PANTIN, PARIGI: STRUTTURA IBRIDA ACCIAIO – LEGNO

STEEL-TIMBER HYBRID STRUCTURES FOR MULTISPORT CENTRE OF CHARLES AURAY STADIUM IN PANTIN, PARIS

Riccardo Zanon
ArcelorMittal R&D
Luxembourg
Riccardo.zanon@arcelormittal.com

Benoît Champain
ACDF
France

Yann Roche, Joan Levignat
ALBYR
France

Michele Zantedeschi
WCS Engineering
Italy

ABSTRACT

The article briefly describes the context, the execution studies, the detailing and the erection of the new steel structures for the realization of the new multisport centre in the Charles Auray stadium complex in Pantin, Paris. The building is realized with a hybrid structure with concrete foundation and stabilization cores, steel trusses and floor girders as main frame of the central building, and timber structures for the lateral portions as well as for the completion of the central building zone. The realized structure is a fruit of an optimization proposal solving several design points and uses high-strength steel to enhance weight savings. Furthermore, the building is subjected to national environmental criteria and special steel with low-environmental footprint has been used.

SOMMARIO

L'articolo descrive sinteticamente il contesto progettuale, gli studi esecutivi, il dettaglio costruttivo e il montaggio delle nuove strutture destinate alla realizzazione del nuovo centro polisportivo del complesso Charles Auray di Pantin, a Parigi. L'edificio è una struttura ibrida composta da fondazioni e nuclei di controventamento in calcestruzzo, capriate e travi principali in acciaio che costituiscono l'ossatura portante della parte centrale dell'edificio, nonché strutture in legno per le porzioni laterali e per il completamento della zona centrale. La struttura è il risultato di una proposta di ottimizzazione che ha consentito di risolvere aspetti progettuali complessi. Inoltre, l'edificio è soggetto ai criteri ambientali previsti dalla normativa nazionale e, per tale motivo, sono stati utilizzati acciai speciali caratterizzati da una ridotta impronta ambientale.

1 INTRODUCTION

The new building is foreseen within the Charles Auray stadium complex in Pantin, Paris. It hosts a basketball field with spectator court on the ground floor, multi-purpose halls on the first floor and offices, cafeteria and services in the first and top floor. The floors are formed by a grillage of steel and glulam beams hanging on primary and secondary trusses supported on a reinforced concrete substructure. The main truss is the most complicated steelwork element: it has a span of 45m and sustain a heavy loading due to permanent weight of mezzanine floors as well as garden roof which engenders relevant forces in the members and the joints. For aesthetic purposes bolted connections shall not to be visible in the final stage, which imposed several constraints for the design of the steel structure.



Fig. 1. View of the finished building behind the stadium

Situated in a densely populated urban area, the construction site is subjected to constraints in term of geometric dimensions and maximal weights, imposing to find specific solutions for the trusses since they had to be realized by comparable small elements but with non-visible bolted joints in the final phase. Furthermore, a specific care in fabrication to ensure low tolerance requirements had to be implemented to comply with the project requests.

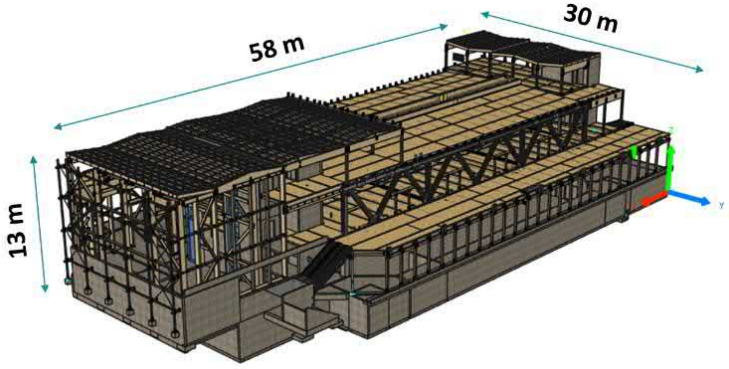


Fig. 2. Central module with the steel-timber structure

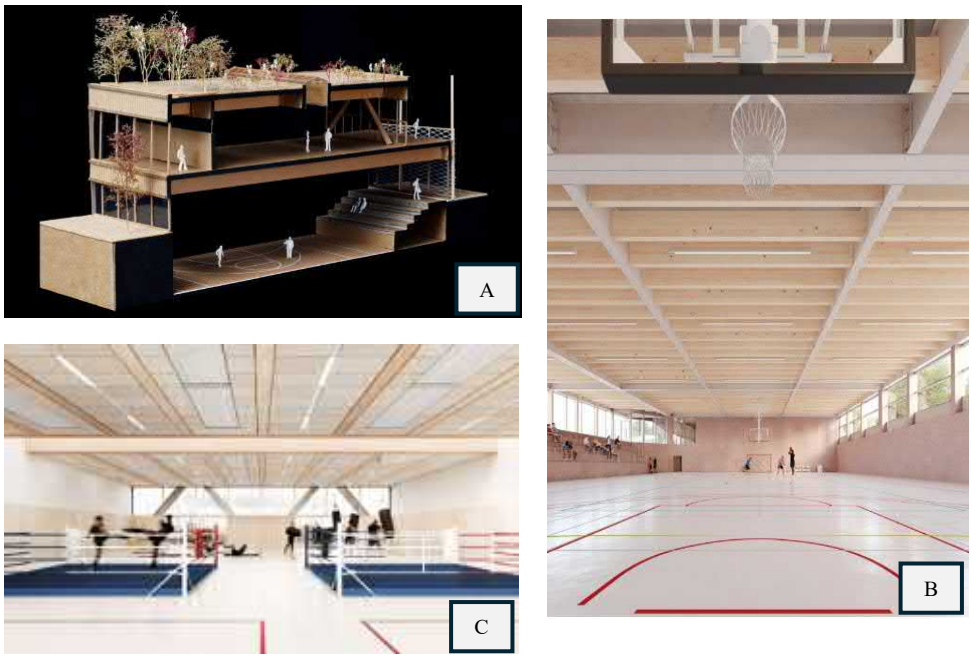


Fig. 3. View of the interior of the building: A. Transversal section of the building, B. Ground floor with Basketball court and upper steel timber structure C. First floor with multi-purpose facilities and view on the trusses @ Atelier D'Architecture Ramdam

Architectural Concept is from Atelier D'Architecture Ramdam. The contractor for ground works, foundations and concrete is GCC. ACDF (Aux Charpentiers de France) is the contractor who executed the timber elements. ArcelorMittal was contracted with the steelwork, realized with contributions from PNB for the fabrication and erection, ALBYR Structures for the execution studies and WSC Engineering for the execution drawings and modelling.

2 CONCEPT AND REALIZATION OF THE STRUCTURE

2.1 Structural concept and execution proposal

The foundation and lower level are realized with a concrete structure. Two concrete cores as well as cantilever columns stands out from the ground floor to support timber and steel superstructure. The concrete cores guarantee the lateral stability of the building conceptual. The lateral wings of the building are realized with a standard timber frame. The main technical topic is in the central court, where the upper building needs to span the whole.
On the stadium side no column is foreseen, therefore a main truss covers the long side of the perimeter with supports; these elements carry substantial load of the various floors as well, generating a very high axial load in the chords. Substantial improvements were proposed in the execution phase to realize the structure. In particular it was needed to change the overall concept of the steel-concrete connections.

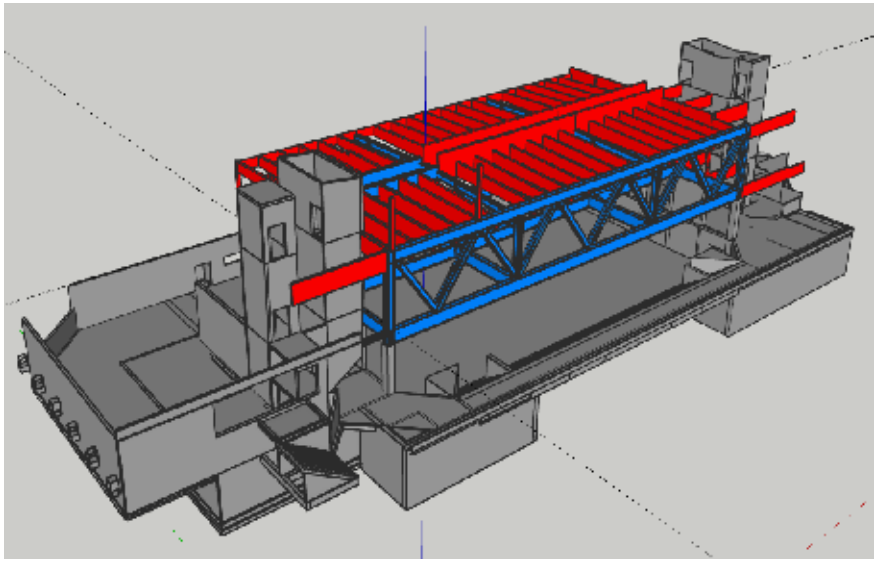


Fig. 4. Main structural elements of central building: red are timber; blue are steel elements.

The initially underestimated horizontal actions due to earth pressure in the perimetral walls and columns needed finally had to be to be redistributed via the horizontal diaphragm to the concrete cores. This occasion was taken to optimize the concept, removing three of the four initial foreseen support devices with mechanical hinges. Furthermore, the height of the main truss was reduced to simplify the roof execution and reduce the risk of water stagnation or infiltration. This generated additionally higher loads in the main truss (close to 11 000kN), which was handled by using HD400 high strength rolled sections.

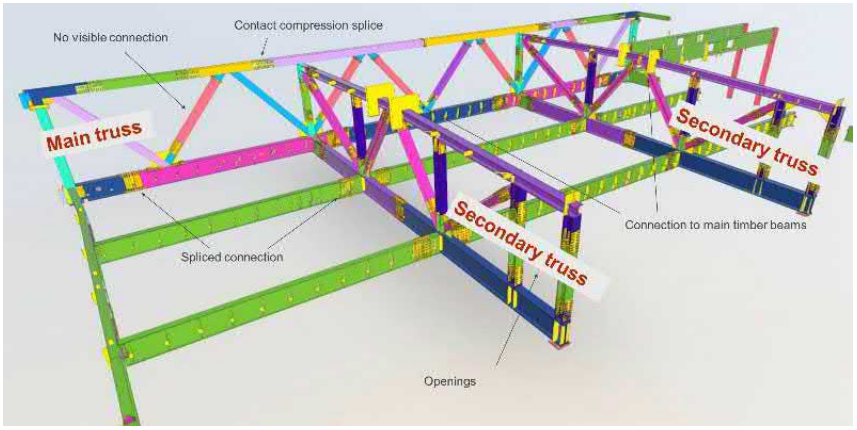


Fig. 5. TEKLA execution model of the steel structures

2.2 Steelwork fabrication

The steel structure members are realized mainly by of hot-rolled steel sections in high-strength steel HISTAR460 covered by a specific ETA [1], which permits to rely on a higher design strength than common grades. The heaviest section exceeds 80mm thickness and in this range the gain amounts to 15% compared to a S460 and 41% to a conventional S355. Furthermore, this grade permits to rely on a higher correlation factor, which made possible for example in the diagonal / upper chord connections to reduce the welding volume by 40% compared to the initial conventional S355. The use of high-strength is beneficial thanks to the fact that the truss can be precambered for the permanent weights and therefore deflection criteria are not critical.
Upper chords and diagonals were realized with a lying HD400 range with different thicknesses depending on the needs but with the possibility of a direct connection by welding or bolting. The lower chord was out of a standing HL1100, presenting 400mm wide flanges to match the HD400 section size and about 1m depth to match the floor beams which were out of HE1000. Floor beams with span up to 16m were supporting secondary timber floor beams which were carrying the CLT slabs. The splices of the upper chord with the higher thicknesses but under compression loads were realized by contact on previously milled surfaces. The bolted splices or header plate were designed to ensure a minimal bending moment resistance as prescribed in the standard [2].

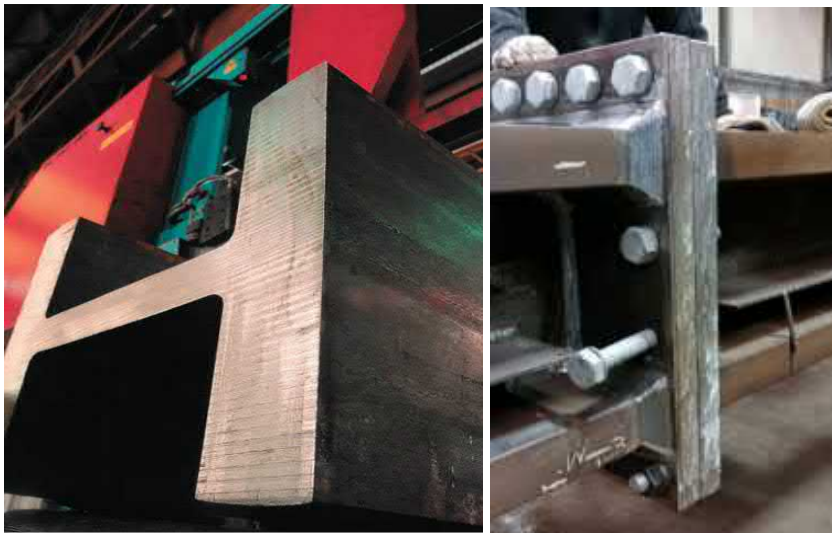


Fig. 6. View of a HD400 mitre cut and following splice connection erection trial in the workshop.

In the design of the trusses, several constraints had to be considered:

- Bolted connections shall not be visible but included in false ceiling or interior walls;
- Due to site access with the truck delivery, maximal piece length of 13m;
- Due to crane limitation, maximum piece weight of about 11 tons;
- The only solution to join the most loaded tensile diagonal to the chords was the welding, which was planned in the workshop;
- 138 steel element connections welded on steelwork to accommodate for timber beams;
- Passing of several installations.



Fig. 7. Fabrication of the upper chord of the primary truss with the vertical post and the connection of the secondary truss.

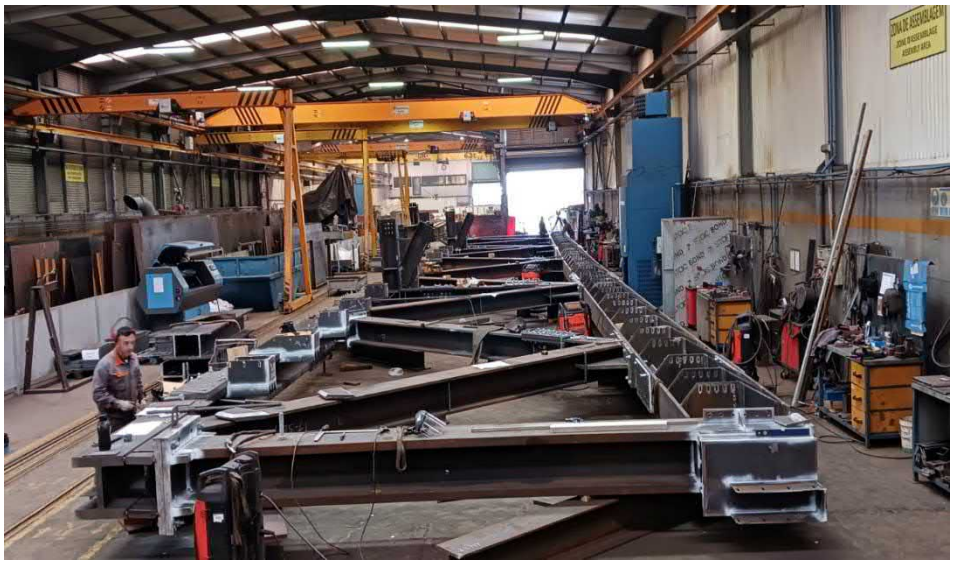


Fig. 8. Trial erection of the main truss in the workshop with a developed length of nearly 50m.

This led to the creation of a unique design in term of truss joints, with deep interaction amongst structural needs, erection tolerances and possibilities, interference with the timber structure, façade,

roof and false ceilings. Furthermore, during the need raised of an increased precision in term of horizontal flatness, significantly below the conventional tolerance for this kind of construction. This was since the interaction with the scoreboard was note acknowledged earlier and therefore the remaining clear distance was minimal. Therefore, additional measures were implemented during the execution in order. The trial erection confirmed the precision which was then repeated on the construction site.

2.3 On-site erection

The erection on-site was quite challenging since the already tight time scheduled was worsened by the fact that due to all mentioned constraints and new requirements raised in the design phase made the steelwork be on delay. Nevertheless, thanks to a good teamwork the building managed to essentially follow the overall delay. The erection of the main truss could not follow the planned schedule, since the two sides had already to be provided in order to build the lateral building on top of it. This was clearly critical for the upper chord where the elements were placed by contact, and the initial conception foresaw to start in the middle placing the elements in contact one against the other to reach the two extremities. This created a problem in placing the last element, which had to be solved by a planned raising of the internal supports and heating of diagonals.



Fig. 9. View of the first elements of the steelworks posed on the concrete column, with the timber elements connected to the steelwork.



Fig. 10. View of the last elements of the main truss.



Fig. 11. View of the whole steelwork erected in the central part, whereas the lateral part of the building were already erected.



Fig. 12. Internal view of the structure.

2.4 Fire and environmental requirements

The structure had to ensure fire requirement varying from R30 to R90 depending on the location and function of the elements. The concrete structures were designed with sufficient concrete cover to prevent a thermal penetration which could affect reinforcement resistance. The timber elements were designed in such a way that the residual section subtracted by the charring layer could be sufficient to carry the loads.
Conversely for the steel structure fire protection was applied; the visible elements were protected with an intumescent painting whereas for the invisible element sprayed thermal insulation was applied. The project was subjected to the French regulations [3] in term of environmental footprint targets, which was one of the main reasons was timber was chosen as the main material for the superstructure. Nevertheless, due to increase impact on other items, it was also important to optimize the impact of the steelwork, and this was realized by implementing low-emissions recycled steel obtained with renewable energy. This helped to meet the initial targets and furthermore achieve an excellent LCA score.

3 CONCLUSIONS

The presented project is not a major realization in term of size and technological advancement, but shows how three construction materials – concrete, steel, timber can work together in an efficient way. In the frame of this project steel usually is employed when heavy loads, strict geometric requirements, or specific structural tasks cannot be efficiently overtaken by the other materials.
Specific requirements and site constraints made the project challenging under the design and execution point of view. It was possible to solve them by deploying different solution, such as high-strength steel, low-emission steel, improved execution standards, original joint designs. This project was therefore also a real-life demonstration to other contractors that steel can provide efficient and

flexible answers to very differentiate challenges such as precision, environmental footprint, economical, geometrical requirements.

REFERENCES

[1] ETA-10/0156 Long products made of HISTAR355 and HISTAR460, Deutsche Institut für Bautechnik (2020).
[2] EN1993-1-8 Design of steel structures – Design of Joints, CEN Standardization committee (2005).
[3] Ministeres Transition Ecologique, République Française, Réglementation environnementale RE2020 (2020).

KEYWORDS

Steel-timber hybrid structures, truss, high-strength steel, multisport centre, stadium

PONTI A TRAVI INCORPORATE CON UTILIZZO DI CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO: PROPOSTA PRESCRIZIONI NORMATIVE

FILLER BEAM DECK WITH STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE: BENDING STIFFNESS FOR SERVICEABILITY LIMIT STATE

Riccardo Zanon, Markus Schäfer
University Luxembourg
Luxembourg
Riccardo.zanon.001@student.uni.lu

Gonzalo Ruiz
University Castilla La Mancha, Ciudad Real
Spain

Angel De La Rosa
University King Carlos II, Madrid
Spain

Sebastien Wolf
ArcelorMittal Fibres, Bissen
Luxembourg

ABSTRACT

The structural behaviour of the composite material formed by steel fibres in a concrete matrix, eventually coupled with conventional reinforcement bars, has been studied since decades and is covered by modern design codes. Instead, the combination with structural steel elements in steel-concrete composite members remains a new field of application where design provisions have still to be developed. Taking profit of existing experimental results, the current paper studies the bending stiffness of filler beam deck to be used for serviceability limit state verifications. Based on experimental evidence, numerical simulations are performed permitting to propose a simplified analytical formula to be used in practice in the frame of a Eurocode 4 design.

SOMMARIO

Il comportamento strutturale del calcestruzzo fibrorinforzato con fibre d'acciaio, eventualmente associato ad armature convenzionali, è studiato da diversi decenni ed è oggi contemplato dalle moderne normative di progettazione. Al contrario, il suo impiego in combinazione con elementi strutturali in acciaio all'interno di sistemi composti acciaio-calcestruzzo rappresenta ancora un campo di applicazione relativamente nuovo, per il quale specifiche regole di progetto risultano ancora limitate. Grazie a risultati sperimentali disponibili, il presente lavoro analizza la rigidezza flessionale

di solai a travi inglobate ai fini delle verifiche allo Stato Limite di Esercizio. Mediante simulazioni numeriche calibrate sui dati sperimentali, viene studiata la risposta flessionale del sistema composito e viene proposta una formulazione analitica semplificata idonea all'applicazione pratica nel quadro della progettazione secondo l'Eurocodice 4

1 INTRODUCTION

Steel fibre reinforced concrete (SFRC) is since decades used for specific applications (e.g. industrial floorings) and is increasingly used also for structural applications (e.g. tunnel linings) [1]. Fibres contribute to the structural performance of the concrete matrix by improving its tensile resistance, reducing number and crack size at serviceability limit state and increasing the load carrying capacity at ultimate limit state. Fibres can act either as a complement to conventional bar reinforcement or, for specific members or applications, even as a substitute to it. Different types of fibres are available to improve the tensile resistance of plain concrete, but steel fibres are currently the most effective solution as they are able to improve the mechanical performance consequently. SFRC has been introduced in several standardisation committees as in the CEN250 for the new generation of Eurocodes, like the Eurocode 2 and its annex L for "Steel Fibre Reinforced Concrete Structures" [2]. The use of SFRC is allowed in the standard of steel-concrete composite structures (second generation of Eurocode 4 [3],[4]), nevertheless further guidance is wished as its use is limited to advanced methods. This paper focuses on filler beam decks (see Fig. 1, Fig. 2) according to Eurocode 4 [4], a traditional typology appreciated for robustness and limited construction height.
The use of SFRC is beneficial for this application both at ultimate limit state (mainly thanks to the enhanced concrete ductility [5], [6] which avoids spalling phenomena and allows for a complete exploitation of the plastic reserve of the cross-section) as well as the serviceability limit state (the improved tensile behaviour permits to rely on a higher equivalent bending stiffness) [6].



Fig. 1. View of a filler beam deck during the construction stage

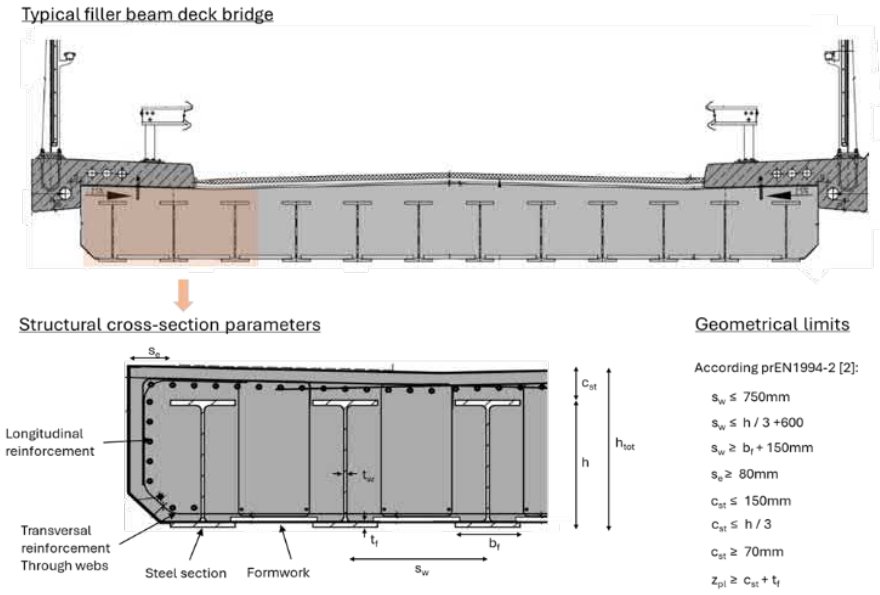


Fig. 2. Main geometric parameters of a filler beam deck

2 EXPERIMENTAL RESULTS

2.1 Test layout and loading procedure

Bending tests on full scale filler beams with SFRC have been performed at the Laboratory of Materials and Structures of the Solid Mechanics Group at Civil Engineering School of Ciudad Real (University of Castilla-La Mancha, Spain) between January and March 2023 ([8], [9]). The beams were installed on supports formed by concrete block which were anchored and secured also for horizontal forces on the laboratory floor. Between the beams and the supports thin elastomeric pads are used. All beams were tested in three-point bending configuration with a clear span of 4200 mm (see Fig. 3).

A servo-hydraulic actuator was used to apply vertical loads at midspan in displacement control mode. The actuator was connected to a high-capacity load cell to monitor real-time force application. The actuator applies the load via a centering beam and subsequently via a transversal beam which is equipped with a roller so to avoid any horizontal or rotational restraint. Between the roller and the beam is also placed an elastomeric pad. For sagging tests, the load is applied directly on the concrete, whereas for hogging tests is applied on the steel flange (see Fig. 4).

The tests are run with three types of loading, and each of them in sagging configuration and hogging configuration. At first monotonic tests with relaxation are performed, where the load increases slowly but constantly until reaching failure. Then monotonic tests have been run considering effect of relaxation, meaning that at several steps the load ramp is stopped, the displacement maintained for a certain amount of time, and then the load is increased again finally reaching failure. Finally cyclic tests are performed, with a protocol which is detailed in Fig. 5. After the cyclic loading procedure, a monotonic increasing load are performed to assess residual resistance.

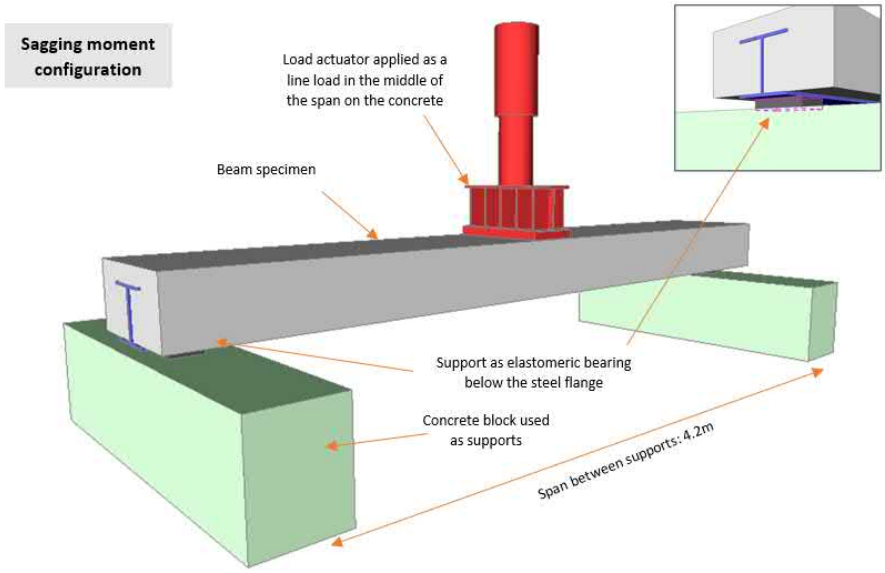


Fig. 3. Test layout configuration for sagging bending moment [8].



Fig. 4. View of the measurements and installations of the test.

The beams are S460M grade, concrete is C45/55, reinforcement is B500B and SFRC is classified 2.5C according to Eurocode 2 [2], obtained with a volumetric ratio of 0.5% with HE++75/35 from producer ArcelorMittal [7]. Detailed about the experimental campaign are reported in the literature [8], including exploitation of the Digital Image Correlation data's [9]. In the following chapter the focus will be set on the results which are relevant for the topic of this paper, namely the bending stiffness at serviceability limit state.

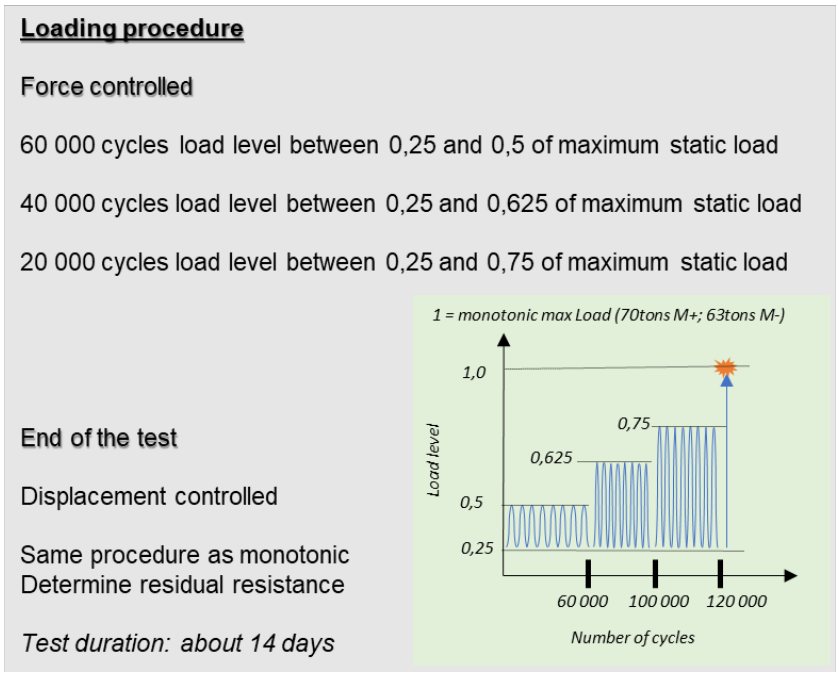


Fig. 5. Loading procedure for the beams subjected to cyclic load.

2.2 Main test results

For sagging bending moment, the severe cyclic loading did not lead to any significant damage of the specimen. This is remarkable since in particular 20 000 load cycles were performed reaching a peak of 75% of the maximum experimental load, reaching a measured stress of 447MPa in the bottom steel flange and an estimated 48MPa in compression in the concrete. The load level was therefore clearly above the admissible level for a SLS characteristic combination (see Fig. 6).
The tangent stiffness in the cycles remain very constant and in a range of 5% compared. There is no significant stiffness decrease along the cycles. At the end of the test there is a residual displacement which amounts about 3mm for Beam 5 and about 6.5mm for Beam 8. This may be due to creep and shrinkage effect during the test (which in fact lasts about two weeks with a significant high stress levels in the specimen), as well as to some transversal deformation at the load application point, where concrete may have undergone some local damage in the local application direction. The monotonic tests performed on the beams in sagging after the cycling loads confirmed that no damage was induced in the specimen due to the cyclic load in the longitudinal direction.

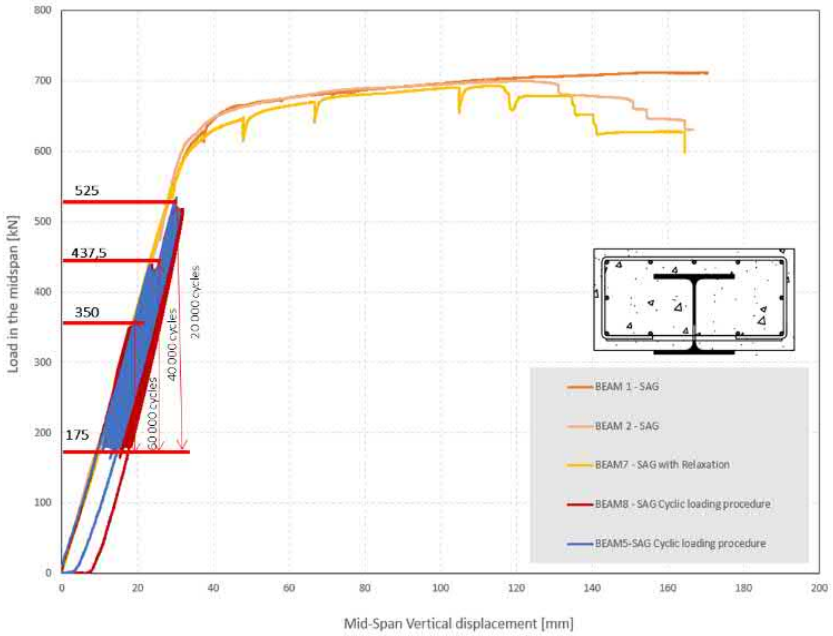


Fig. 6. Results of the sagging bending tests.

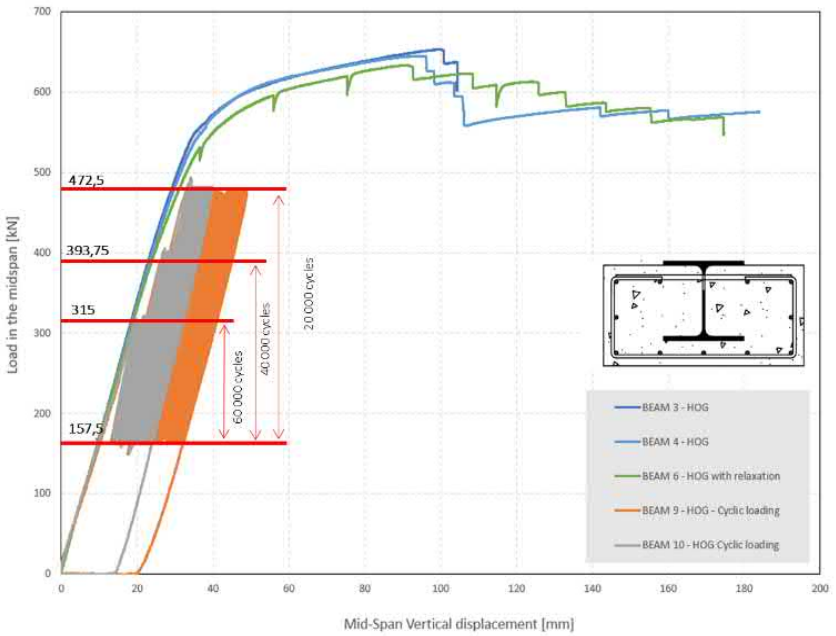


Fig. 7. Results of the hogging bending tests.

The situation is slightly different for the case of the hogging bending moment (see Fig. 7). In fact, in this case the stress ranges are much more important and provoke damage in the rebar reinforcement subject to tension. The estimated maximum rebar stress is close to the actual yield limit already in the second cyclic phase, whereas in the third it is clearly undergoing plastic damage. In the compression part conversely, the stresses remain at an acceptable level. The result is that during the third cyclic loading phase, rebars break at different moment. This effect must be considered unavoidable due to the high stress ranges provoked in the rebars, and conversely it is a positive note that it did not happen before since the limits by the code were significantly exceeded.



Fig. 8. View of the end of the test with a plastic hinge formed in the middle of the span.

Finally, the monotonic tests are performed up to failure reaching a plastic hinge in the middle of the specimen (see Fig. 8), details are provided in [8], [9]. In this case nevertheless some cross-sections are damaged since the reinforcement in the tension zone is broken. It is quite astonishing, but the system stiffness remains quite stable through all stages, with a difference which remains below 10%. When the monotonic test is performed, the load slip curve of the heavily damaged configuration sticks quite well to the undamaged monotonic test up to the point where the contribution of rebars would play a role (approximately 70-75% of the load). In this case it must be noted that the curves then join quite stable the plateau of the undamaged beams after that the rebars are broken, confirming that the behaviour of the system is quite predictable (see Fig. 7).

2.3 Measurements of bending stiffness

From the different tests it has been possible to establish the bending stiffness. It has been measured as the secant point between the origin and the displacement obtained at 70% of the average maximum load reached (500kN for the sagging bending moment and 400kN for the hogging bending moment), which is corresponding to the characteristic load for a serviceability limit state and is

therefore a worst-case scenario for the deflection check. The measurement has been taken at the last loading cycle available (so in the case of the cyclic load, at the end of the load protocol). The results are showed in the following table 1.First it can be observed that the results are quite coherent within the same family, which was not obvious as the beams were tested at slightly different maturation age, different concrete batches. The loading condition itself it does not affect excessively the final bending stiffness. The beams subjected to relaxation do not show significantly lower values than the others. The beams subjected to cyclic loading without having encountered rebar breakage, present even better bending stiffness than the other ones. This may be due to the maturation of concrete happened through the tests, but it also testifies that the SFRC has not undergone any significant damage. Beam 9 presents a lower bending stiffness since it was heavily damaged during the previously run cyclic tests (several rebars were broken); even with a partialized section nonetheless the value is not dramatically lower than the other ones.

Table 1. Measurement of secant bending stiffness

Load	**P_{Ref}** [kN]	**EI_{exp}** [kN/m^2]	**Diff to Av.** [%]
SAG	500	58030	-2%
SAG	500	57404	-3%
SAG Cycl	500	59739	1%
SAG Rel	500	58801	-1%
SAG Cycl	500	62846	6%
Average		***59364***	
Uncracked		*79152*	
EC4-2 formula		*49562*	
HOG	400	52382	2%
HOG	400	51483	0%
HOG Rel	400	50258	-2%
HOG Cycl	400	47840	-7%
HOG Cycl	400	54521	6%
Average		***51297***	
Uncracked		*79152*	
EC4-2 formula		*49562*	

3 PARAMETRIC ANALYSIS AND ANALYTICAL PROPOSAL

A numerical model has been validated based on the experimental tests (details are given in [8]) and has afterwards been used also to determine the bending stiffness. The main assumptions of the numerical model are reported in Fig. 9. This has been defined as the secant of the origin and at a level of 60% of the maximum obtained load with the non-linear bending analysis.
With this validated numerical model, a parametric study has been performed with the following assumptions:

- 97 cross-sections with rolled steel profiles covering the whole height range (from HEA220 to HL1100R).
- The steel grade S355 has been used.
- Two concrete grades: C35/45 (E_{cm} = 33.5GPa) and C50/60 (E_{cm} = 35GPa).
- SFRC grade 2.5C according to Eurocode 2 [2], the most unfavourable grade suggested for the application as it has the lowest fibre contribution. Average tensile properties have been used; characteristic tensile strength (f_{r1k}) and residual tensile strength (f_{r3k}) are estimated as two times the characteristic values as suggested in technical literature [1]. Unitary values are used for safety factors and distribution factors.

- Maximal concrete cover and maximal beam centre distance according to Fig. 2, as it maximizes the concrete contribution.
- The contribution of the longitudinal rebars has been neglected in compression, whereas minimal reinforcement is provided in tension.

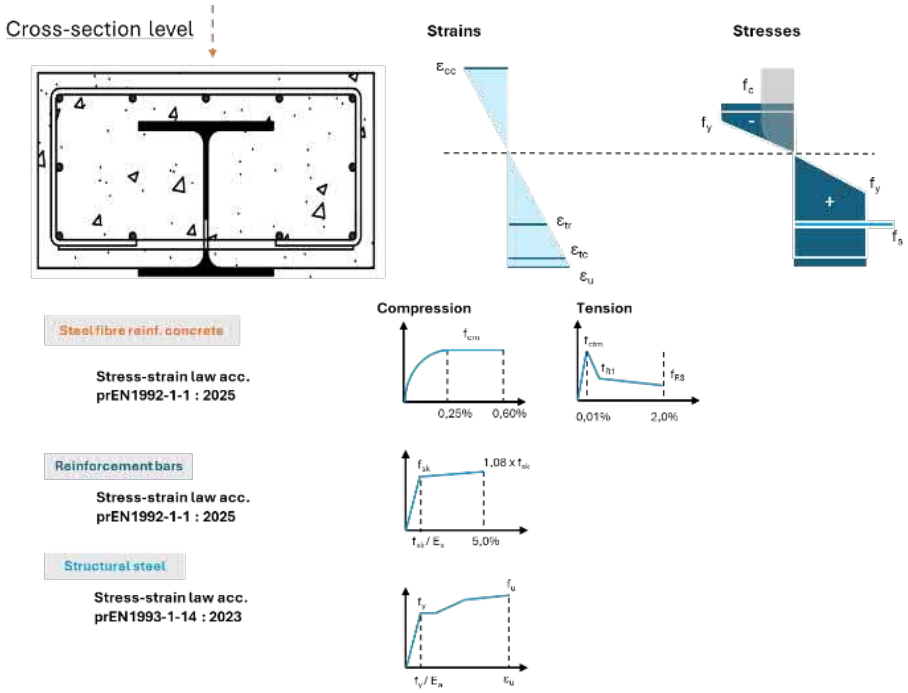


Fig. 9. Assumptions of one-dimensional numerical model used to determine the bending stiffness.

The efficient bending stiffness of each cross-section is then evaluated with a modification of the formula proposed in the Eurocode 4-2 [4]:

$$E_a I_{eff} = \alpha_{eff} E_a I_1 + (1 - \alpha_{eff}) E_a I_2 \quad (1)$$

where:

E_a is the Young modulus of steel
I_1 is the uncracked moment of inertia of the composite cross-section
I_2 is the cracked moment of inertia of the composite cross-section
α_{eff} is the weighting factor of the uncracked inertia

The aim of this parametric study is to determine which is the most adapted weighting factor for each case. It has been determined on the base of the results of numerical simulation as explained in Fig. 10 obtaining the following ratio:

$$\alpha_{eff} = \frac{E_a I_{eff.cal} - E_a I_2}{E_a I_1 - E_a I_2} \quad (2)$$

For the case of the conventional reinforced concrete the Eurocode 4-2 [4] indicates a value of α_{eff} = 0.5, which means that uncracked inertia and cracked inertia are attributed the same weighting

factor. The results are showed in graphic format in **Fig. 11** and confirms the consistency of the proposed method.

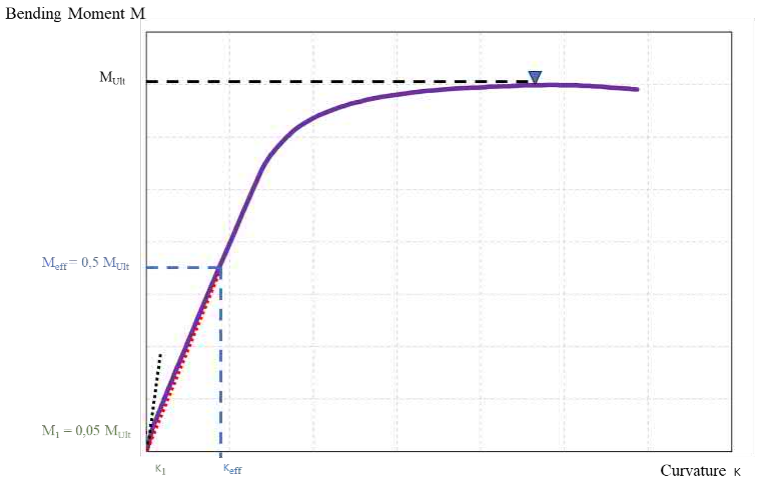


Fig. 10. Procedure to determine the effective bending stiffness from the non-linear numerical simulation.

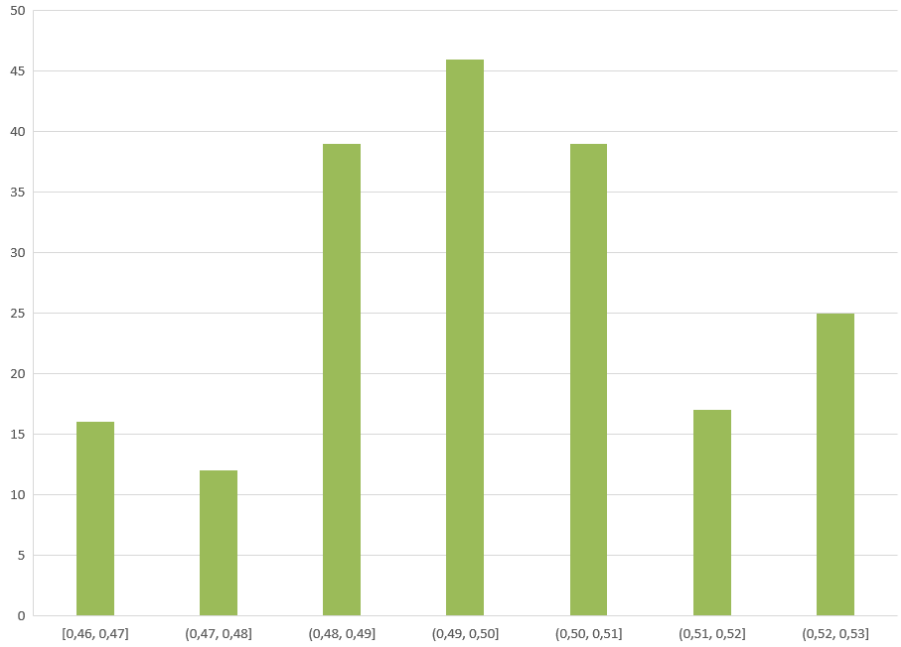


Fig. 11. Distribution αeff for conventional reinforced concrete (RC).

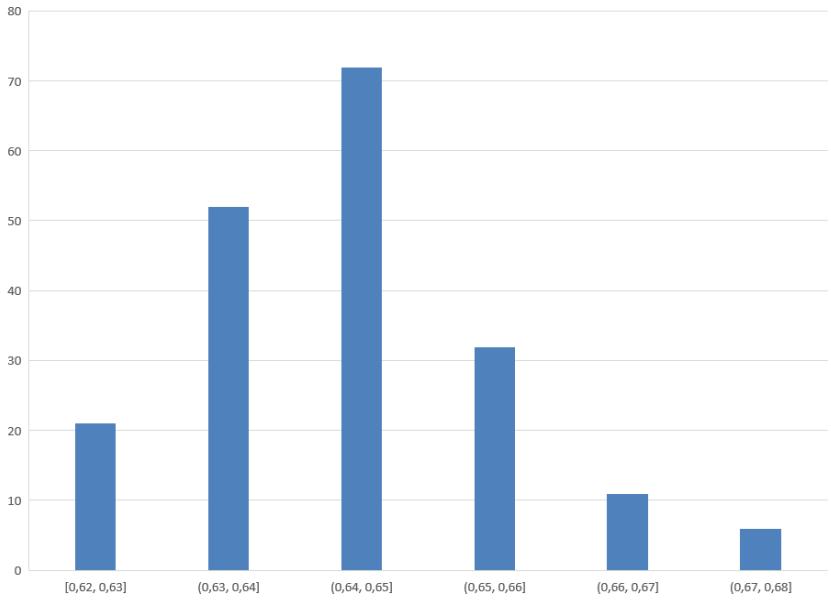


Fig. 12. Distribution αeff for steel fibre reinforced concrete (SFRC).

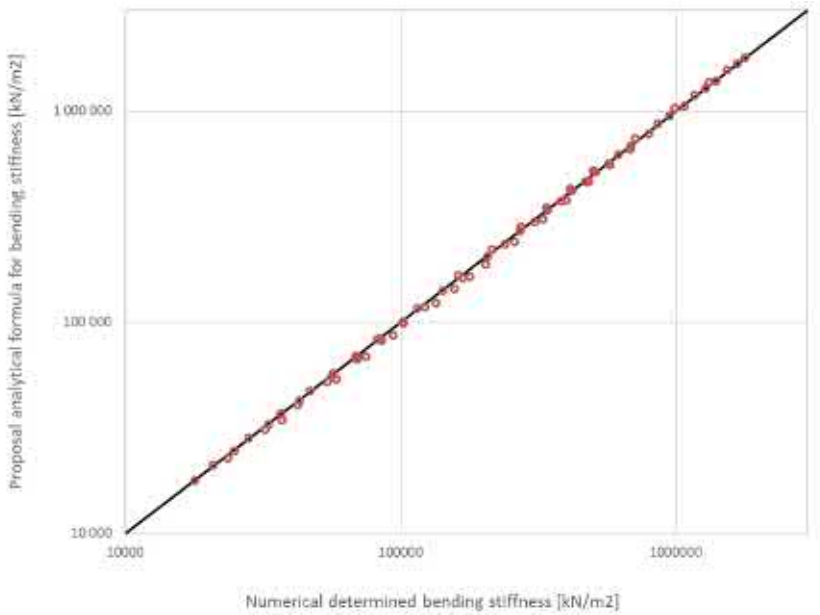


Fig. 13. Correlation between results obtained with analytical proposed formula and the numerical simulations

4 CONCLUSIONS

The current work confirms that the use of SFRC in combi-nation with conventional reinforcement is beneficial for filler beam decks. Various experimental tests with this innovative configuration have been conducted and have permitted to enlighten the specific aspects of bending behaviour for ultimate limit state and for serviceability limit state. An extensive campaign in term with cyclic loading has showed that the stiffness remains reliable even for high load levels.
The experimental data has been used to validate numeri-cal models which have been used for parametric analysis to study design-relevant parameters. In particular it has been possible to propose complementary design provi-sions for a better estimation of the bending stiffness, which results enhanced by the contribution of fibres. As a result, a simple formula is proposed to assess the bending stiffness for SLS design purposes.

REFERENCES

[1] M. Di Prisco, G. Plizzari, L. Vandewalle, (2009) Fibre reinforced concrete: new design perspectives, Materials and Structures.
[2] FprEN1992-1-1 (2025): Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN European committee for standardization.
[3] FprEN1994-1-1 (2025): Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN European committee for standardization.
[4] FprEN1994-2 (2025): Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges, CEN European committee for standardization.
[5] Ruiz G., De la Rosa A., Wolf S., Poveda E., (2018) Model for the compressive stress–strain relationship of steel fiber-reinforced concrete for non-linear structural analysis, Hormigón y Acero.
[6] R. Zanon, M. Schäfer, G. Ruiz, Á. De La Rosa, Q. Zhang, (2022) Steel-fibre reinforced concrete in composite structures as a mean to increase resistance and ductility – Outlook in a new generation of composite structures, Stahlbau 91-12.
[7] ArcelorMittal Fibres (2024) Product data sheet: XCarb® HE++ 75/35, Arcelormittal website.
[8] R. Zanon, M. Schäfer, G. Ruiz, Á. De La Rosa, V.W. Masih, S. Wolf, (2024) Experimental bending tests on encased steel-concrete composite beams with SFRC, BEFIB Conference Dresden.
[9] R. Zanon, V.W. Masih, M. Schäfer, S.T. Maganty, Á. De La Rosa, G. Ruiz, (2025) Fracture Monitoring in Encased Composite SFRC Steel Beams Using DIC Under Static Loading, Hormigon y Acero.

KEYWORDS

Steel fibre reinforced concrete, composite structure, bridges, filler beam deck

OTTIMIZZAZIONE STRUTTURALE E MONITORAGGIO

STRUCTURAL OPTIMISATION AND MONITORING

OTTIMIZZAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO ATTRAVERSO UNA SEQUENZA CONTINUA PARAMETRIZZATA

OPTIMIZATION OF STEEL STRUCTURAL ELEMENTS THROUGH A CONTINUOUS PARAMETRIC SEQUENCE

Edoardo Benvenuti,
ArcelorMittal Luxembourg
Esch-sur-Alzette, Luxembourg
edoardo.benvenuti@arcelormittal.com

ABSTRACT

The article presents the experimentation of a parametric approach for the automatic evaluation of a predefined set of structural solutions, with the aim of optimizing the design of recurring elements, such as truss structures. The uniformity of these systems allows the use of parametric tools that significantly increase design flexibility, enabling the analysis of numerous configurations within reduced time frames.
The proposed approach is based on a continuous-cycle parametrization, capable of automatically generating and analyzing a sequence of structural solutions. This methodology is applied to the case of a simply supported Warren-type truss beam made of hot-rolled steel HE sections, by varying geometric parameters and section properties. Structural modeling and analysis are carried out using Rhinoceros with Grasshopper and the Karamba3D plug-in for finite element analysis.
The results of the different parametric combinations are summarized in a spreadsheet, allowing the designer immediate control over the reliability of the generated solutions. The results are validated using the finite element analysis software SCIA Engineer.

SOMMARIO

L'articolo tratta la sperimentazione di un approccio parametrico per la valutazione automatica di un insieme predefinito di soluzioni strutturali, con lo scopo di ottimizzare la progettazione di elementi ricorrenti, quali strutture reticolari. L'uniformità di questi sistemi consente l'impiego di strumenti parametrici che aumentano significativamente la flessibilità progettuale, permettendo l'analisi di numerose configurazioni in tempi ridotti.
L'approccio proposto si basa su una parametrizzazione a ciclo continuo, in grado di generare e analizzare automaticamente una sequenza di soluzioni strutturali. Tale metodologia viene applicata

al caso di una trave reticolare di tipo Warren in semplice appoggio, realizzata con profili HE in acciaio laminati a caldo, variando parametri geometrici e proprietà delle sezioni. La modellazione e l'analisi strutturale sono condotte mediante Rhinoceros con Grasshopper e il plug-in Karamba3D per il calcolo agli elementi finiti.
I risultati delle diverse combinazioni parametriche sono sintetizzati in un foglio di calcolo, consentendo al progettista un controllo immediato sull'attendibilità delle soluzioni generate. I risultati vengono validati con il software agli elementi finiti SCIA Engineer.

1 INTRODUZIONE

Il recente aumento della domanda di strutture regolari, spesso realizzate in acciaio, come centri di raccolta dati e centri logistici, sta trainando il settore delle costruzioni in Europa e nel resto del mondo. La crescita di questo settore spinge gli studi di progettazione e le imprese di costruzione a preferire l'utilizzo di soluzioni strutturate e ripetitive su tutta la superficie della struttura, al fine di accelerare la costruzione e minimizzare i costi e gli impatti ambientali. Inoltre, i centri logistici e i data center richiedono spesso strutture con ampi spazi interni e un numero limitato di colonne.
Per questa serie di motivi, le strutture reticolari in acciaio rappresentano una soluzione ampiamente utilizzata. Un'ottimizzazione consapevole delle strutture in acciaio consente di ridurre i costi, velocizzare l'installazione, alleggerire la struttura e diminuire l'impatto ambientale.
Tuttavia, la progettazione delle strutture reticolari e la loro successiva ottimizzazione possono richiedere molto tempo se condotte con un approccio incrementale, in assenza di automazione e di strumenti di progettazione adeguati.
L'obiettivo di questo articolo è proporre un approccio parametrico a ciclo continuo per l'ottimizzazione delle strutture reticolari. Definendo un elenco di parametri realistici, l'evoluzione di questo ciclo consente l'analisi di tutte le possibili combinazioni strutturali e, successivamente, la valutazione di quelle più adatte al progetto in esame. Impostare la progettazione delle travi reticolari in modo parametrico e mediante un ciclo continuo può ridurre significativamente i tempi di progettazione, aumentando l'efficienza dei progettisti.
Il lavoro presentato in questo articolo è strutturato principalmente in quattro fasi: la parametrizzazione della struttura, la scelta dei valori di ciascun parametro, l'analisi della struttura mediante il metodo degli elementi finiti e le relative verifiche di resistenza e stabilità. La prima fase dell'approccio (la parametrizzazione della struttura) è la più impegnativa in termini di tempo, poiché deve essere eseguita con grande accuratezza, identificando in modo completo i parametri da ottimizzare. Nella seconda fase, il progettista decide il valore dei parametri che varieranno durante l'analisi a ciclo continuo. Questo passaggio si basa esclusivamente sull'esperienza dell'ingegnere che progetta la struttura, il quale stabilisce quante combinazioni di parametri includere nel calcolo. Le verifiche successive vengono eseguite nel modo consueto, in conformità con qualsiasi software di calcolo disponibile sul mercato.Gli strumenti computazionali utilizzati per questo articolo sono: Rhino, Grasshopper, Karamba3D e SCIA Engineer. Il primo software permette la realizzazione di modelli tridimensionali e al suo interno è integrato Grasshopper, un plug-in di modellazione algoritmica che permette di creare forme complesse e parametriche senza scrivere codice. La geometria verrà poi analizzata tramite un altro plug-in, Karamba3D, con il quale è possibile fare calcoli agli elementi finiti. Infine, i risultati verranno verificati con SCIA Engineer.

2 METODOLOGIA: APPROCCIO PARAMETRICO A CICLO CONTINUO

L'approccio parametrico ha come obiettivo quello di ottimizzare una tipologia strutturale predefinita e si basa sulla volontà di analizzarne una lista di possibili varianti, ognuna delle quali ha valori diversi dei parametri impostati.

Quindi, definendo una lista di possibili valori per ogni parametro, si può creare la combinazione di tutte le varianti della tipologia strutturale che si sta studiando. Fatto ciò, ogni combinazione di parametri viene fatta variare in modo ciclico e per ognuna di esse si esegue un'analisi agli elementi finiti e le verifiche di capacità e di stabilità della struttura.
Infine, è compito dell'ingegnere valutare i risultati ottenuti per ogni combinazione e scegliere quella più ottimizzata, che soddisfa i requisiti del progetto in esame.
La struttura ottimizzata potrà poi essere esportata in formati .saf o .ifc, per l'integrazione in modelli più complessi o analisi con un grado di dettaglio maggiore.
La struttura dell'approccio parametrico a ciclo continuo può essere riassunta dalla Fig. 1:

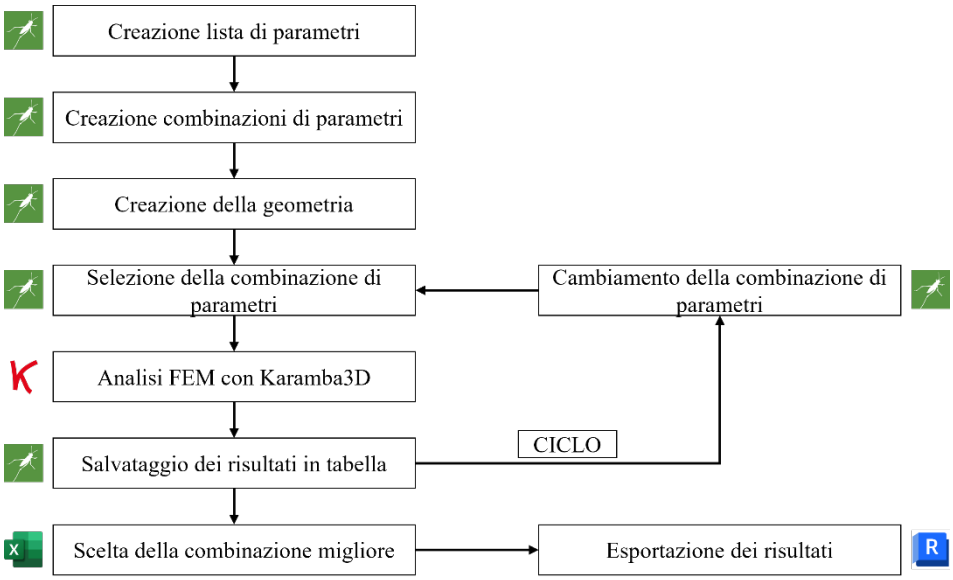


Fig. 1. Framework dell'approccio parametrico a ciclo continuo

2.1 Parametrizzazione della struttura e automazione del ciclo

L'ambiente di lavoro nel quale l'ottimizzazione viene svolta è Rhino, un software di modellazione 3D che permette la generazione di strutture con diversi gradi di complessità. Rhino dispone di un algoritmo grafico, chiamato Grasshopper, che permette di ottenere una rapida parametrizzazione di oggetti e strutture [1].
I parametri che si possono generare sono definiti dal progettista e si basano sugli aspetti che si vogliono ottimizzare. Questi parametri possono essere di diverse tipologie:

- Geometrici: luce libera di una trave, altezza di una colonna, interassi ecc.
- Sezioni dell'elemento strutturale, come, ad esempio, profili in acciaio con sezioni aperte o profili tubolari;
- Il numero di elementi strutturali: ad esempio, in una trave reticolare è possibile variare il numero di diagonali;
- Il materiale: per una struttura in acciaio, si può variare il grado di acciaio considerato.

Per ognuna di queste categorie, il progettista deve definire una lista di valori plausibili che ogni parametro può assumere. I parametri definiti vengono poi combinati, in modo da ottenere tutte le

possibili soluzioni strutturali. Questi valori vengono successivamente assegnati alla struttura in modo ciclico.
Per variare ciclicamente i parametri si utilizza il blocco "Trigger" (vedi Fig. 2), disponibile in Grasshopper. Questo componente permette di variare la combinazione di parametri in base ad un input temporale. Ciò significa che, una volta azionato il componente, i parametri della struttura cambieranno ad ogni intervallo temporale preimpostato. In questo modo, tutte le possibili combinazioni di parametri verranno analizzate, fino al loro esaurimento.



Fig. 2. Componente "Trigger" in Grasshopper

2.2 Analisi agli elementi finiti e calcolo delle lunghezze critiche

Prima che venga cambiata la combinazione di parametri e si passi al ciclo successivo, la struttura viene studiata agli elementi finiti. Da notare che i carichi e le condizioni al contorno possono rimanere invariati ad ogni ciclo ed è una scelta specifica del progettista quella di parametrizzare anche queste entità.
Per effettuare analisi agli elementi finiti in Grasshopper, si utilizza un plug-in, chiamato Karamba3D [2] [3], che permette di effettuare tutte le verifiche in accordo agli Eurocodici [4] [5]. Tuttavia, per performare in modo appropriato le verifiche di stabilità bisogna calcolare in modo rigoroso le lunghezze critiche, poiché Karamba3D utilizza metodologie semplificate (vedi Fig. **3**), quali:

- La distanza tra le estremità di un segmento;
- La distanza tra le estremità di un elemento polilinea;
- Una lunghezza assegnata manualmente dal progettista.

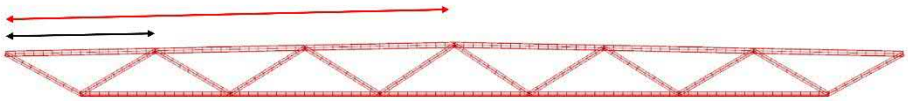


Fig. 3. Valutazione delle lunghezze critiche secondo Karamba3D. La freccia rossa rappresenta la distanza tra gli estremi di una polilinea, mentre quella nera la distanza tra gli estremi di un segmento

È evidente che tutti questi metodi risultano troppo macchinosi per una automazione o troppo approssimati per una ottimizzazione strutturale.
Risulta quindi più vantaggioso calcolare la lunghezza critica in modo rigoroso attraverso la formula:

$$N_{cr} = N_{ed} * \alpha_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{l_{cr}^2} \quad (1)$$

Dove:

- N_{cr} è il carico critico di instabilità;
- N_{ed} è l'azione sollecitante ottenuta da una analisi elastica lineare;
- α_{cr} è il fattore critico di instabilità ottenuto da una analisi di buckling;
- E è il modulo elastico dell'elemento strutturale;

- I è l'inerzia della sezione;
- l_{cr} è la lunghezza critica.

Data questa formula, è possibile automatizzare il calcolo delle lunghezze critiche attraverso tre analisi svolte in serie: una prima analisi elastica lineare per ottenere i valori di N_{ed}; una analisi di buckling per ottenere i valori di α_{cr}; ed infine un'altra analisi elastica lineare per svolgere le verifiche di capacità e stabilità con le lunghezze critiche calcolate adeguatamente (vedi Fig. **4**).

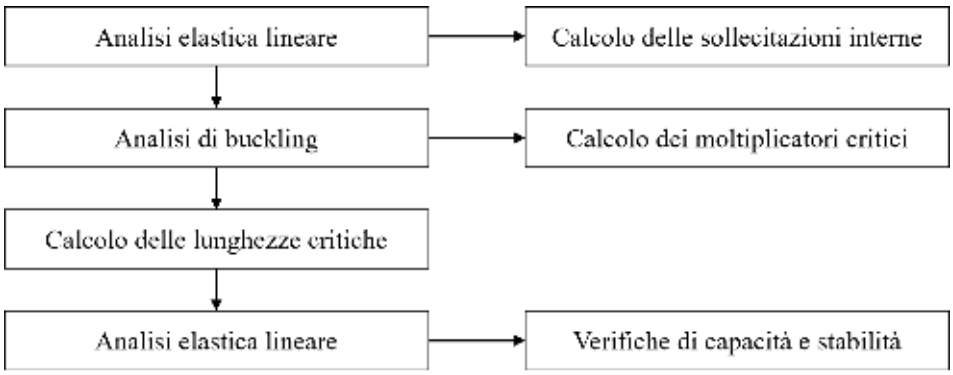


Fig. 4. Workflow in Karamba3D

Infine, i risultati dell'analisi FEM devono essere salvati e riassunti in modo tabellare per l'interpretazione, mostrando tutte le quantità utili per la valutazione di ogni combinazione di parametri.
L'interpretazione dei diagrammi delle sollecitazioni interne, deformate e modi di instabilità è lasciata interamente al progettista, che può decidere di generarli su tutte le combinazioni di parametri o solo su quelle di suo interesse.
I risultati possono essere infine esportati in diversi formati, sia per la creazione di un modello BIM, sia per fare analisi successive più approfondite.

2.3 Validazione dei risultati

La verifica può essere svolta con un programma agli elementi finiti tradizionale, importando la struttura direttamente da Karamba3D o generandone una nuova che replichi fedelmente quella studiata in Grasshopper. Questo step è aggiuntivo ed è eseguito in parallelo a quanto spiegato finora.
Per questa pubblicazione, SCIA Engineer è stato utilizzato per la validazione delle travi reticolari calcolate con Karamba3D. Infatti, SCIA Engineer possiede il comando "Stability Member Data" che svolge esattamente il procedimento spiegato in precedenza per il calcolo delle lunghezze critiche [6]. Dopo aver verificato le lunghezze critiche, si possono fare tutte le altre verifiche di capacità e stabilità degli elementi strutturali.

3 CASO STUDIO: TRAVE RETICOLARE DI TIPO WARREN

3.1 Descrizione del caso studio e ipotesi di progetto

Il caso studio presentato in questo articolo si concentra su una trave reticolare di tipo Warren (vedi Fig. **5**). Siccome si ipotizza che la trave reticolare faccia parte di una struttura industriale, la sua lunghezza viene impostata a 22.5 m e l'interasse a 4 m. Questi valori non sono considerati parametri modificabili in quanto sono misure standard rappresentative di queste costruzioni.

Il numero di diagonali viene fissato a 12, per evitare che siano troppo fitti o troppo radi.
Inoltre, la trave reticolare viene realizzata in profili laminati a caldo HEA e HEAA in acciaio S355 [7] [8] e le connessioni tra correnti e diagonali sono realizzate con saldature a cordone d'angolo.
La trave si trova in configurazione di semplice appoggio e si assume che i correnti superiori siano vincolati fuori dal piano dalla presenza di un sistema di controventamento nei punti mediani di ogni segmento e nei punti d'intersezione con i diagonali.
Per quanto riguarda la rotazione dei profili metallici, i diagonali sono ruotati di 90° in modo da evitare l'instabilità fuori dal piano. Il corrente inferiore non è ruotato per facilitare la connessione saldata con i diagonali (vedi Fig. 6).
L'inclinazione dei correnti superiori è fissata al 2% e i carichi agenti sulla trave reticolare sono riassunti in Tabella 1:

Tabella 1 – Carichi agenti sulla trave reticolare

Carichi agenti			
Permanente strutturale	G_1	Calcolato da Karamba3D	
Permanente non-strutturale	G_2	0.25	kN/m^2
Variabile	Q	0.40	kN/m^2
Carico sopravento	W_+	-0.20	kN/m^2
Carico sottovento	W_-	0.80	kN/m^2
Carico da neve	Q_s	1.00	kN/m^2

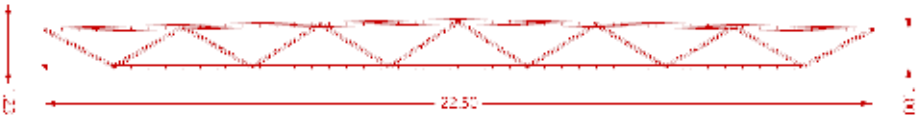


Fig. 5. Trave reticolare tipo Warren considerata

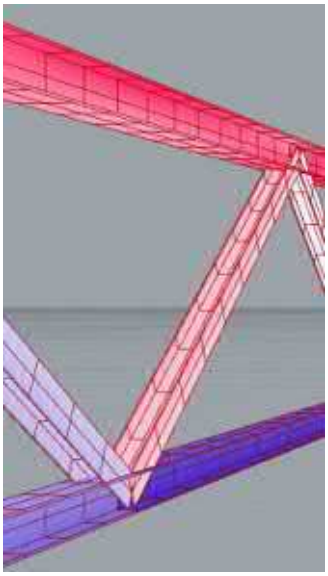


Fig. 6. Dettaglio della connessione corrente-diagonale

3.2 Parametri geometrici e proprietà delle sezioni

In questo caso studio, i parametri identificati sono le sezioni degli elementi strutturali e l'altezza della trave reticolare.
Le sezioni considerate per i vari elementi strutturali sono riassunte nella Tabella 2:

Tabella 2 – Liste di parametri per i vari elementi strutturali

Lista delle sezioni considerate	
Corrente superiore	HE 140 A, HE 160 A, HE 180 A
Corrente inferiore	HE 100 A, HE 120 A
Diagonali interni	HE 100 AA
Diagonali esterni	HE 100 AA, HE 120 AA

Le altezze della trave reticolare considerate sono prese di 1 m e 1.20 m, rispettivamente 1/20 e 1/25 della luce.
In totale si hanno quindi 24 combinazioni di parametri come riassunto in Tabella 3:

Tabella 3 – Combinazioni di parametri considerate

	Corrente Superiore	**Corrente Inferiore**	**Diagonali Esterni**	**Altezza [m]**
Combinazione 00	HE 140 A	HE 100 A	HE 100 AA	1.00
Combinazione 01	HE 160 A	HE 100 A	HE 100 AA	1.00
Combinazione 02	HE 180 A	HE 100 A	HE 100 AA	1.00
Combinazione 03	HE 140 A	HE 120 A	HE 100 AA	1.00
Combinazione 04	HE 160 A	HE 120 A	HE 100 AA	1.00
Combinazione 05	HE 180 A	HE 120 A	HE 100 AA	1.00
Combinazione 06	HE 140 A	HE 100 A	HE 120 AA	1.00
Combinazione 07	HE 160 A	HE 100 A	HE 120 AA	1.00
Combinazione 08	HE 180 A	HE 100 A	HE 120 AA	1.00
Combinazione 09	HE 140 A	HE 120 A	HE 120 AA	1.00
Combinazione 10	HE 160 A	HE 120 A	HE 120 AA	1.00
Combinazione 11	HE 180 A	HE 120 A	HE 120 AA	1.00
Combinazione 12	HE 140 A	HE 100 A	HE 100 AA	1.20
Combinazione 13	HE 160 A	HE 100 A	HE 100 AA	1.20
Combinazione 14	HE 180 A	HE 100 A	HE 100 AA	1.20
Combinazione 15	HE 140 A	HE 120 A	HE 100 AA	1.20
Combinazione 16	HE 160 A	HE 120 A	HE 100 AA	1.20
Combinazione 17	HE 180 A	HE 120 A	HE 100 AA	1.20
Combinazione 18	HE 140 A	HE 100 A	HE 120 AA	1.20
Combinazione 19	HE 160 A	HE 100 A	HE 120 AA	1.20
Combinazione 20	HE 180 A	HE 100 A	HE 120 AA	1.20
Combinazione 21	HE 140 A	HE 120 A	HE 120 AA	1.20
Combinazione 22	HE 160 A	HE 120 A	HE 120 AA	1.20
Combinazione 23	HE 180 A	HE 120 A	HE 120 AA	1.20

3.3 Generazione e analisi delle combinazioni parametriche

L'assegnazione delle proprietà geometriche e delle sezioni avviene tramite il componente "Trigger", che modifica ciclicamente la combinazione di parametri, ed i vari componenti di Karamba3D, con i quali il modello viene assemblato ed i carichi e le condizioni di vincolo vengono attribuite.

L'intervallo temporale impostato per il componente Trigger viene impostato uguale a quindici secondi.
Successivamente, viene svolta la prima analisi elastica lineare, da cui sono estratti i carichi di esercizio, utili per calcolare le lunghezze critiche con la formula (1). Inoltre, durante questa fase si valuta quale combinazione agli stati limite ultimi dei carichi è la più gravosa per la trave reticolare. La combinazione più onerosa viene poi utilizzata nella seconda analisi, quella di buckling, da cui si estraggono i moltiplicatori del carico critico elastico, anche essi utili per il calcolo delle lunghezze critiche.
Quindi, le lunghezze critiche sono calcolate per ogni segmento della trave reticolare e vengono riassegnate direttamente.
L'ultima fase è quella di creare un modello finale, in cui la trave reticolare possa essere verificata in accordo alle formule dell'Eurocodice ("Verifiche di capacità e stabilità" vedi Figura 4).

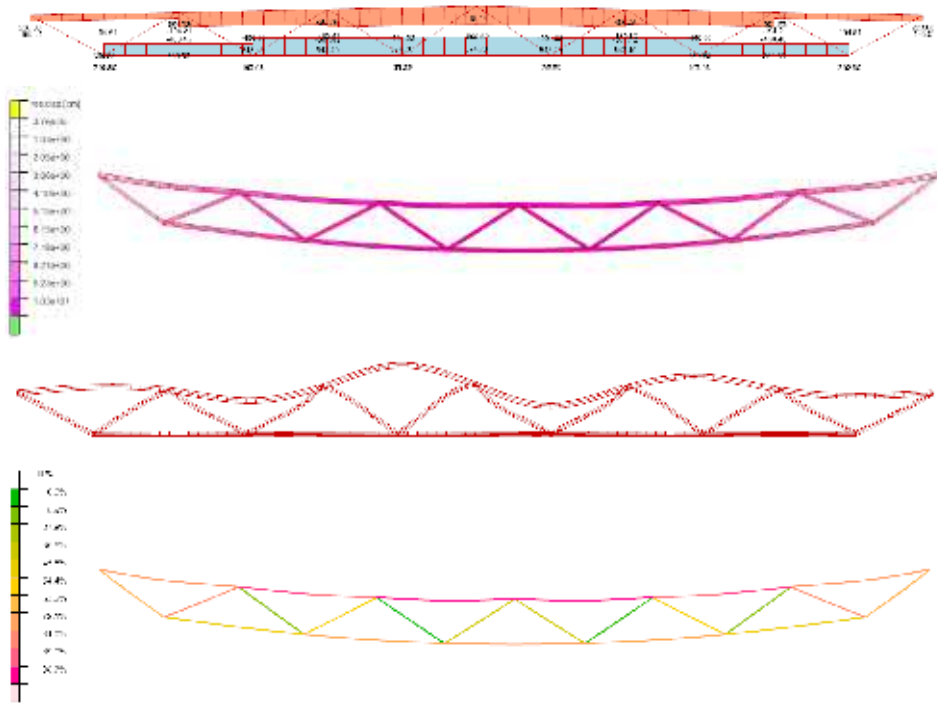


Fig. 7. Dall'alto: forze assiali, deformata, primo modo di instabilità, utilizzazione. Dati ricavati per la combinazione di carico più gravosa

L'algoritmo descritto sopra viene ripetuto ciclicamente grazie al componente "Trigger" e l'analisi si interrompe solo quando tutte le combinazioni di parametri in Tabella 3 sono state analizzate.
I risultati corrispondenti ad ogni combinazione di parametri vengono salvati al termine di ogni ciclo in una tabella facilmente leggibile in Grasshopper ed esportabile in Microsoft Excel, da cui il progettista è in grado di scegliere la soluzione ottimizzata.

Infine, la combinazione di parametri scelta può essere esportata in formati alternativi per essere validata in altri software agli elementi finiti (SCIA Engineer è stato utilizzato per il caso studio illustrato in questo articolo), per modelli .ifc o analisi del ciclo di vita.

3.4 Validazione dei risultati

La validazione dei risultati ottenuti in precedenza viene fatta con SCIA Engineer.
La validazione riguarda i seguenti aspetti calcolati da Karamba3D:

- Analisi agli elementi finiti;
- Analisi di buckling e dei moltiplicatori del carico critico elastico;
- Verifiche di capacità e stabilità.

La Tabella 4 mostra i risultati di Karamba3D ("Kar.") comparati a quelli ottenuti con SCIA Engineer (SCIA), dove alla trave reticolare sono state assegnate le medesime proprietà dei materiali, i carichi e le condizioni di vincolo:

Tabella 4 – Confronto dei risultati tra Karamba3D e SCIA. Sforzo assiale, lunghezza critica e fattore di utilizzazione relativi al corrente superiore

Comb.	N_{max} [m]		δ_{max}[mm]		l_{cr} [m]		α_{cr}		U [%]	
	Kar.	SCIA	Kar.	SCIA	Kar.	SCIA	Kar.	SCIA	Kar.	SCIA
00	-559,6	-560,1	112,3	112,3	3,11	3,18	3,95	3,78	90%	90%
01	-562,0	-562,5	104,4	104,3	3,20	3,29	6,02	5,68	70%	69%
02	-563,4	-563,8	99,6	99,6	3,25	3,38	8,76	8,10	58%	58%
03	-561,4	-561,9	102,6	102,6	3,11	3,18	3,94	3,77	89%	90%
04	-564,1	-564,5	94,6	94,6	3,20	3,29	6,01	5,66	69%	69%
05	-565,7	-568,1	89,9	89,8	3,25	3,37	8,73	8,07	58%	57%
06	-561,0	-561,5	111,2	111,2	3,02	3,08	4,19	4,00	89%	89%
07	-563,4	-563,9	103,3	103,3	3,13	3,22	6,28	5,92	69%	69%
08	-564,8	-565,2	98,6	98,5	3,19	3,32	9,03	8,34	58%	57%
09	-562,8	-563,3	101,5	101,5	3,02	3,08	4,18	3,99	88%	88%
10	-565,5	-565,9	93,6	93,5	3,13	3,22	6,27	5,90	68%	68%
11	-567,1	-567,5	88,8	88,7	3,19	3,32	9,00	8,31	57%	57%
12	-480,4	-481,1	83,5	83,5	3,12	3,19	4,58	4,37	79%	78%
13	-482,8	-483,4	77,5	77,5	3,21	3,30	6,99	6,58	60%	59%
14	-484,5	-485,0	74,0	74,0	3,25	3,38	10,17	9,40	50%	49%
15	-482,1	-482,7	76,5	76,5	3,12	3,19	4,57	4,36	80%	78%
16	-484,6	-485,2	70,4	70,4	3,20	3,30	6,97	6,56	60%	59%
17	-486,4	-487,0	66,9	66,8	3,25	3,38	10,13	9,36	50%	49%
18	-481,7	-482,3	82,6	82,6	3,03	3,10	4,85	4,62	78%	77%
19	-484,1	-484,7	76,6	76,6	3,14	3,23	7,28	6,84	60%	59%
20	-485,7	-486,3	73,1	73,0	3,20	3,33	10,47	9,66	50%	49%
21	-483,3	-484,0	75,6	75,6	3,03	3,10	4,83	4,60	78%	77%
22	-485,9	-486,5	69,5	69,5	3,14	3,23	7,26	6,82	59%	58%
23	-487,7	-488,2	65,9	65,9	3,20	3,33	10,43	9,63	49%	48%

È possibile notare che le differenze tra i risultati sono marginali; quindi, si può concludere che l'algoritmo con Karamba3D è adeguatamente accurato.

5 DISCUSSIONE

Il caso studio illustrato in precedenza dimostra che l'algoritmo per ottimizzare travi reticolari in acciaio attraverso una sequenza continua parametrizzata permette di analizzare diverse combinazioni di parametri in appena sei minuti, quindici secondi per combinazione.
Il caso studio prende in esame una trave reticolare di tipo Warren, ma la metodologia proposta è applicabile a qualunque struttura parametrizzabile. È possibile quindi generalizzare l'approccio proposto a qualunque struttura che si voglia progettare.
Il vantaggio principale di questo approccio parametrico è la velocizzazione e completa automazione di un processo ripetitivo e spesso dispendioso in termini di tempo per l'ingegnere progettista.
Tuttavia, la maggiore limitazione che l'approccio parametrico presenta è quella della modellazione e parametrizzazione iniziale della struttura. Questa fase iniziale richiede diverso tempo per essere eseguita correttamente ed è specifica per la tipologia strutturale scelta. Oltretutto, maggiore sarà la grandezza del modello e maggiore dovrà essere l'intervallo temporale necessario per l'analisi di ogni ciclo.
L'affidabilità della metodologia parametrica proposta è indubbiamente governata da questo aspetto, che è scelto in fase iniziale. Impostare un intervallo di tempo del ciclo sufficiente a Karamba3D per performare l'analisi permette di ottenere risultati corretti e valori appropriati per un'ottimizzazione adeguata.

6 CONCLUSIONI

Questo articolo presenta un metodo parametrico a ciclo continuo per l'ottimizzazione di travi reticolari in acciaio di tipo Warren. L'approccio permette di valutare 24 combinazioni di sezioni in acciaio e altezze della trave reticolare in esattamente sei minuti, considerando che la durata di ogni ciclo è stata impostata pari a quindici secondi. I risultati ottenuti sono riassunti in una tabella utile per l'ottimizzazione strutturale della trave reticolare e successivamente validati con SCIA Engineer.
Si è dimostrato che la metodologia parametrica a ciclo continuo concede ai progettisti di ridurre significativamente il tempo di valutazione di diverse alternative strutturali. L'implicazione pratica principale di questo metodo è quella di alleggerire il carico di lavoro del progettista evitandogli di ripetere operazioni manuali e dispendiose in termini di tempo. Questo approccio può essere poi applicato in una fase di pre-dimensionamento, per valutare diverse opzioni e scegliere coscientemente la soluzione strutturale migliore.
Grasshopper è un software ampiamente utilizzato nel settore delle costruzioni dato che è integrabile con diversi altri programmi di progettazione molto diffusi. La grande quantità di plug-in per ogni genere di applicazione concede molta flessibilità al progettista che volendo può integrare direttamente altre tipologie di valutazioni, tipo un'analisi sul ciclo di vita della struttura. Ciò significa che il metodo proposto offre la possibilità di integrazioni future con analisi complementari ed un migliore grado di dettaglio, dunque concedendo l'investigazione di una ampia gamma di elementi strutturali ricorrenti come travi, travi reticolari o alveolari e pilastri.

REFERENZE

[1] A. Tedeschi, AAD, Algorithms-aided Design: Parametric Strategies Using Grasshopper, Le Penseur Publisher, 2014.

[2] C. Preisinger, «Welcome to Karamba3D,» [Online]. Available: https://manual.karamba3d.com/.

[3] C. Preisinger, «Linking Structure and Parametric Geometry,» *Architectural Design, 83,* pp. 110-113, 2013.

[4] *EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.*

[5] *EN 1993-1-1:2022 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.*

[6] «Tutorials & Manuals,» SCIA, [Online]. Available: https://www.scia.net/en/support/tutorials-manuals.

[7] *EN 10025-2:2019 Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels.*

[8] *EN 10025-4:2019 Hot rolled products of structural steels - Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels.*

[9] G. Ballio e F. M. Mazzolani, Strutture in acciaio, Hoepli, 1979.

KEYWORDS

Progettazione parametrica, ottimizzazione strutturale, travi reticolari in acciaio, strutture in acciaio, analisi strutturale

MONITORAGGIO STRUTTURALE DELLE INFRASTRUTTURE IN ACCIAIO CON INTELLIGENZA ARTIFICIALE: DALLE SIMULAZIONI FEM ALLE APPLICAZIONI PREDITTIVE NEL MONDO REALE

AI-POWERED STRUCTURAL MONITORING OF STEEL INFRA-STRUCTURES: FROM FEM SIMULATIONS TO REAL-WORLD PREDICTIVE APPLICATIONS

Ennio Valentino, Cinzia Tommasi, Adalgisa Zirpoli
Harpaceas S.r.l.
Viale Giulio Richard 3A, 20143 Milano (MI), Italia
valentino@harpaceas.it, tommasi@harpaceas.it, zirpoli@harpaceas.it

Niccolò Salvini
Binoocle Institute S.r.l.
Piazza dè Mozzi 3, 50125 Firenze (FI), Italia
niccolo.salvini27@gmail.com

Matteo Villa
Tokbo S.r.l. – Monitoring System
Via Piave 28-30, 20837 Veduggio con Colzano (MB),Italia
matteo.villa@agrati.com

ABSTRACT

The HARPAM – Horizons for AI dRiven resilience and Predictive structurAl Monitoring project develops an advanced system for structural monitoring and predictive diagnostics of steel infrastructures in complex urban environments. The methodology integrates IoT sensors installed on bolted joints, nonlinear FEM simulations, and artificial intelligence models to enable real time structural assessments and early damage detection. The sensors measure vibrations, inclinations and clamping force transmitting data to an online platform for analysis, visualization, and the activation of proactive maintenance strategies.

To address the lack of real-world failure data, the AI models are trained on synthetic datasets generated through parametric nonlinear FEM analyses. The simulations consider a steel planar frame subjected to increasing rotations at beam–column joints, varying key parameters such as the geometric ratio $\alpha = L/H$ between beam length and column height, the inertia ratio Kbc between the beam and the supporting columns, and the rotational stiffness of the joints, while including the main structural steel grades. The 240 simulations per-formed reproduce progressive damage conditions, allowing the identification of elastic and plastic thresholds by monitoring curvature and bending

moments at beam ends. The resulting datasets feed an AI algorithm dedicated to anomaly detection, later integrated into the smart-sensor monitoring platform. The outcome is a comprehensive system capable of supporting predictive maintenance strategies, reducing risks, and enhancing the resilience of aging infrastructures exposed to climate change.

SOMMARIO

Il progetto di ricerca HARPAM – Horizons for AI dRiven resilience and Predictive structurAl Monitoring sviluppa un sistema avanzato per il monitoraggio e la diagnostica predittiva delle infrastrutture in acciaio in contesti urbani complessi. La metodologia integra sensori IoT installati sui giunti bullonati, simulazioni FEM non lineari e modelli di intelligenza artificiale per consentire valutazioni in tempo reale dello stato strutturale ed effettuare una rilevazione precoce dei danni. I sensori misurano vibrazioni, inclinazioni e forza di serraggio, inviando i dati a una piattaforma online per l'analisi, la visualizzazione e l'attivazione di interventi proattivi di manutenzione. Per affrontare la carenza di dati relativi a danneggia-menti reali, i modelli di IA vengono addestrati su dataset sintetici generati attraverso analisi FEM parametriche. Le simulazioni considerano un telaio piano in acciaio sottoposto a rota-zioni crescenti nei nodi trave–colonna e variano parametri chiave quali il rapporto geometri-co $\alpha = L/H$ tra la lunghezza della trave e l'altezza delle colonne, il rapporto d'inerzia Kbc tra la trave e le colonne e la rigidezza rotazionale dei giunti, includendo le principali classi di acciaio strutturale. Le 240 simulazioni effettuate riproducono condizioni progressive di danneggiamento, permettendo di identificare soglie elastiche e plastiche tramite il monitoraggio della curvatura e dei momenti flettenti. I dati generati alimentano un algoritmo di IA per la rilevazione di anomalie, successivamente integrato nella piattaforma dei sensori intelligenti. Il risultato è un sistema completo in grado di supportare strategie di manutenzione predittiva, ridurre i rischi e migliorare la resilienza delle infrastrutture soggette a invecchiamento e cambiamenti climatici.

1 INTRODUZIONE

Il monitoraggio strutturale delle infrastrutture riveste un ruolo sempre più importante in Italia, dove una parte significativa del patrimonio costruito sta progressivamente invecchiando e richiede strategie efficaci di controllo e manutenzione per garantirne sicurezza, funzionalità e durabilità nel tempo. Nelle applicazioni reali, infatti, la sensoristica copre generalmente solo una parte dei nodi strutturali, determinando condizioni di osservabilità parziale che rendono più complessa la valutazione dello stato di salute della struttura e l'individuazione precoce di fenomeni di degrado. Questa sfida si inserisce nel più ampio contesto europeo e nazionale orientato alla resilienza delle infrastrutture e alla loro gestione lungo il ciclo di vita, come dimostrano le iniziative di Horizon Europe [1,2] e gli investimenti previsti dal PNRR. In tale scenario emerge la necessità di approcci capaci di integrare monitoraggio, modellazione numerica e tecniche data-driven.

In risposta a questa esigenza, il progetto HARPAM (Horizons for AI-driven Resilience and Predictive Structural Monitoring) propone una metodologia che combina sensoristica IoT, simulazioni FEM non lineari e algoritmi di intelligenza artificiale per abilitare un paradigma di monitoraggio predittivo. Le simulazioni FEM consentono di generare dataset sintetici rappresentativi di scenari di degrado difficilmente osservabili nella realtà, superando la scarsità di dati relativi a stati di danneggiamento avanzato o collasso e fornendo una base informativa adeguata all'addestramento di modelli predittivi robusti.

2 METODOLOGIA

La metodologia sviluppata nell'ambito del progetto HARPAM si basa su un approccio integrato inserito in un percorso di ricerca più ampio, sviluppato anche attraverso precedenti attività progettuali, tra cui il progetto ASeMP, finanziato nell'ambito del bando SI 4.0 di Regione Lombardia (2024), che ha posto le basi per l'utilizzo di simulazioni FEM nella costruzione di dataset a supporto di algoritmi predittivi e per l'integrazione delle informazioni di monitoraggio all'interno del processo BIM.
HARPAM raccoglie i risultati e l'impostazione di ASEMP e in un nuovo progetto di ricerca finanziato dal PNRR - Missione 4 "Istruzione e Ricerca" – Componente 2 – Investimento 1.3 – Partenariati estesi alle Università, Centri di Ricerca, Imprese – Progetto RETURN | Spoke 5, introduce un avanzamento rispetto alle direzioni future individuate in precedenza, lavorando sulla complessità delle simulazioni FEM e sull'integrazione dell'algoritmo all'interno di una dashboard fruibile via web e connessa con il sistema di sensoristica utilizzato.
L'impostazione metodologica è articolata in quattro fasi principali, tra loro strettamente interconnesse: i) Acquisizione e gestione dei dati di monitoraggio tramite la tecnologia Tokbo, basata su sensori installati sui giunti bullonati e connessi a una piattaforma web per l'archiviazione, l'elaborazione e la visualizzazione dei dati; ii) Generazione di dataset sintetici mediante analisi FEM non lineari su modelli parametrici di telai in acciaio. Le simulazioni riproducono scenari di degrado progressivo e costituiscono la base dati per l'addestramento e la validazione dei modelli predittivi; iii) Sviluppo del modello di intelligenza artificiale, basato su tecniche di analisi di sopravvivenza, per la stima della probabilità di superamento delle condizioni limite nei nodi strutturali; iv) Integrazione del modello AI nella piattaforma di monitoraggio, consentendo l'elaborazione in tempo reale dei dati acquisiti e la restituzione di indicatori predittivi sullo stato della struttura.

3 LA TECNOLOGIA UTILIZZATA: TOKBO

Tokbo è una startup del gruppo Agrati, che ha sviluppato una soluzione di monitoraggio strutturale a supporto della manutenzione predittiva e della sicurezza di qualsiasi struttura dotata di giunzioni bullonate, abilitando un paradigma di gestione del ciclo di vita delle strutture di tipo data -driven. La soluzione si compone di sensori di campo, gateway dotati di connettività ed una piattaforma cloud-based di aggregazione ed esposizione dei dati, con dashboard di sintesi ed un centro di notifica sviluppato per generare automaticamente notifiche a fronte di derive ed intercettazione di anomalie. I sensori di campo sono una soluzione meccatronica plug and play integrata direttamente sui bulloni che oltre ad assolvere la loro funzione strutturale, fungono da "sentinella" per il monitoraggio della struttura su cui sono montato. Attraverso un unico sensore è possibile monitorare molteplici grandezze: forza di serraggio, temperatura, accelerazioni, inclinazioni, frequenze di vibrazione.
Il sistema di monitoraggio risulta di tipo plug & play, viene applicato in modo non invasivo, è altamente configurabile e riconfigurabile anche post installazione, per una gestione agile, immediata e cost-less durante gli anni di monitoraggio.
Una delle funzioni fondamentali della piattaforma è quella di generare notifiche automatiche a fronte di derive ed intercettazione di anomalie, identificate sulla base dell'analisi avanzata dei dati, comparati con soglie di controllo. Tokbo ha inoltre sviluppato algoritmi predittivi che, mediante Machine Learning e Intelligenza Artificiale, sono in grado di rilevare e descrivere pattern estraendone il trend nel tempo. Il sistema è così in grado di anticipare i guasti prima che si verifichino.



Fig. 1. Il sensore Tokbo agganciato al bullone della struttura in acciaio.

4 ANALISI FEM

Nell'ambito del progetto di ricerca HARPAM (Horizons for AI-driven Resilience and Predictive Structural Monitoring), le analisi agli elementi finiti rappresentano un elemento centrale per la costruzione di un sistema integrato di monitoraggio e diagnostica predittiva delle infrastrutture in acciaio in contesti urbani complessi. La metodologia proposta combina in modo sinergico simulazioni FEM non lineari, dati provenienti da sensori IoT installati in corrispondenza dei giunti bullonati e modelli di intelligenza artificiale, con l'obiettivo di abilitare una valutazione continua e in tempo reale dello stato strutturale e una rilevazione precoce di fenomeni di danneggiamento.
I modelli FEM sono sviluppati per rappresentare in maniera realistica il comportamento non lineare delle strutture in acciaio, includendo effetti di plasticizzazione, ridistribuzione degli sforzi e degrado progressivo della rigidezza. In particolare, l'analisi si concentra su un telaio piano soggetto a rotazioni crescenti nei nodi trave–colonna, configurazione ritenuta rappresentativa di condizioni di esercizio e di potenziale innesco del danno. Le simulazioni sono condotte attraverso uno studio parametrico che considera variabili chiave in grado di influenzare significativamente la risposta globale della struttura, tra cui il rapporto geometrico $\alpha = L/H$ tra la lunghezza della trave e l'altezza delle colonne, il rapporto di inerzia K_{bc} tra gli elementi orizzontali e verticali e la rigidezza rotazionale dei giunti, includendo diverse classi di acciaio strutturale.
Complessivamente, sono state eseguite 240 simulazioni FEM non lineari, ciascuna delle quali riproduce scenari progressivi di danneggiamento. L'evoluzione del comportamento strutturale viene monitorata attraverso grandezze significative quali la curvatura e i momenti flettenti nelle sezioni critiche, consentendo l'identificazione di soglie di transizione tra campo elastico e plastico. Questo approccio permette di costruire una mappatura dettagliata delle condizioni di prestazione e di degrado, utile sia per la comprensione dei meccanismi di collasso sia per la definizione di indicatori quantitativi di danno.

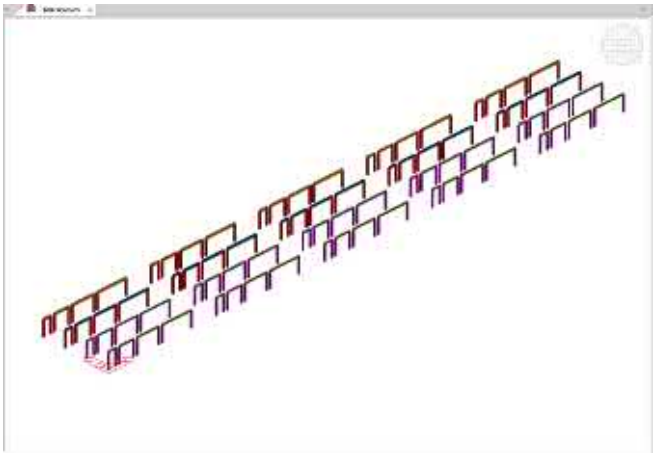


Fig. 2. Serie di telai con stesso materiale – Variabilità dei 3 parametri: α, K_{bc}, K_j.

Un aspetto particolarmente rilevante è rappresentato dalla generazione di dataset sintetici a partire dalle simulazioni FEM. Considerata la limitata disponibilità di dati reali relativi a condizioni di danneggiamento avanzato, tali dataset costituiscono una base fondamentale per l'addestramento dei modelli di intelligenza artificiale. I dati generati vengono utilizzati per sviluppare algoritmi di rilevazione di anomalie, capaci di riconoscere deviazioni significative rispetto al comportamento atteso della struttura.
L'integrazione tra modelli numerici e componenti di monitoraggio avviene attraverso una piattaforma digitale che raccoglie i dati acquisiti dai sensori IoT — relativi a vibrazioni, inclinazioni e forza di serraggio dei collegamenti bullonati — e li elabora in tempo reale. I risultati delle analisi FEM, opportunamente elaborati, forniscono il riferimento fisico per l'interpretazione dei dati di monitoraggio, consentendo di associare variazioni misurate a specifici stati di danneggiamento o condizioni operative. In questo modo, il sistema sviluppato nell'ambito del progetto HARPAM si configura come un digital twin evoluto, in cui la simulazione numerica e l'intelligenza artificiale operano congiuntamente per supportare strategie di manutenzione predittiva, ridurre i rischi operativi e migliorare la resilienza delle infrastrutture in acciaio soggette a fenomeni di invecchiamento e a condizioni ambientali sempre più variabili.

5 SVILUPPO DELL'ALGORITMO DI INTELLIGENZA ARTIFICIALE

Come sottolineato dal capitolo precedente, il nucleo predittivo del sistema HARPAM è basato su un framework di analisi di sopravvivenza adattato al dominio strutturale. Il database che ha addestrato l'algoritmo è stato creato con i risultati delle simulazioni strutturali non lineari. A differenza degli approcci tradizionali di classificazione binaria (danneggiato/intatto), l'analisi di sopravvivenza consente di stimare la probabilità che un giunto bullonato rimanga operativo nel tempo, producendo curve di sopravvivenza continue, direttamente utilizzabili per supportare strategie di manutenzione predittiva.

5.1 Pipeline di elaborazione dati

I dati grezzi derivanti dalle 240 simulazioni FEM parametriche sono stati trasformati in dataset strutturati mediante una pipeline di elaborazione articolata in tre fasi.
Nella prima fase, per ciascuna simulazione sono stati estratti i parametri statici di configurazione — in particolare la rigidezza rotazionale del giunto k_j, il rapporto di inerzia trave–colonna K_{bc}, il rapporto geometrico $\alpha = L/H$, il modulo resistente elastico $W_{el,y}$ e plastico $W_{pl,y}$, il profilo della trave e la classe di acciaio — insieme alle serie temporali dei momenti flettenti M_i, M_j e delle rotazioni $R_{y,i}$, $R_{y,j}$ nei nodi trave–colonna.
Per ciascuna configurazione, l'evento di danneggiamento è stato identificato come il superamento della soglia di momento plastico, definita come:

$$M_{pl} = M_{Rd,pl,base} \cdot \left(\frac{f_y}{f_{y,base}} \right)$$

dove f_y rappresenta la tensione di snervamento della classe di acciaio considerata. Il tempo di sopravvivenza (durata) è stato quindi associato all'istante in cui tale soglia viene superata per la prima volta in uno dei nodi.
Nella seconda fase, i dati sono stati trasformati in formato "long" (una riga per ciascun time step e per ciascuna simulazione), ottenendo serie temporali complete comprensive sia di variabili statiche sia dinamiche.

Nella terza fase, il dataset è stato convertito nel formato start–stop–event richiesto dai modelli con covariate variabili nel tempo: ogni osservazione è rappresentata come un intervallo $[start, stop)$, mentre l'indicatore di evento è assegnato esclusivamente all'ultima osservazione della simulazione in caso di effettivo superamento della soglia.

5.2 Modelli di sopravvivenza analizzati

Sono stati implementati e confrontati sei modelli di sopravvivenza, appartenenti a tre diverse famiglie metodologiche: i)Modelli semiparametrici. Il modello di Cox Proportional Hazards (CoxPH) stima la funzione di rischio $h(t \mid X)$come prodotto tra una funzione di rischio di base non parametrica $h_0(t)$e un termine esponenziale delle covariate, senza assumere una distribuzione specifica dei tempi di sopravvivenza. È stata inoltre implementata una variante con covariate variabili nel tempo (Cox Time-Varying), che sfrutta il formato start–stop–event per incorporare l'evoluzione temporale dei momenti e delle rotazioni nodali; ii) Modelli parametrici. Sono stati valutati modelli Accelerated Failure Time (AFT) con distribuzioni Weibull e LogNormale, che forniscono stime dirette del tempo mediano di sopravvivenza sulla base di ipotesi distribuzionali esplicite; iii) Modelli ensemble e deep learning. Il Random Survival Forest (RSF) estende le foreste casuali ai dati censurati, catturando relazioni non lineari tra le covariate strutturali e il rischio di danneggiamento. Una Deep Survival Network implementa la likelihood parziale di Cox attraverso una rete neurale multilayer con regolarizzazione tramite dropout. Infine, un modello ensemble combina le predizioni di RSF e Deep Survival Network mediante media semplice.

5.3 Preprocessing e ottimizzazione degli iperparametri

Le variabili numeriche sono state standardizzate (media nulla, varianza unitaria) dopo imputazione dei valori mancanti tramite mediana, mentre le variabili categoriali (profilo della trave, classe di acciaio) sono state codificate mediante one-hot encoding. L'intera pipeline di preprocessing è stata implementata tramite il modulo ColumnTransformer di scikit-learn, al fine di garantire coerenza tra fase di addestramento e inferenza.
L'ottimizzazione degli iperparametri è stata condotta utilizzando Optuna con campionatore Tree-structured Parzen Estimator (TPE) e validazione incrociata a 5 fold. Per il modello CoxPH, lo spazio di ricerca includeva il parametro di penalizzazione (scala logaritmica, 10^{-4}– 10) e il rapporto L1 (0–1); per i modelli AFT, il parametro di regolarizzazione α(scala logaritmica, 0.01–10). Ogni esperimento è stato tracciato tramite MLflow, garantendo la piena riproducibilità dei risultati.

5.4 Risultati e selezione del modello

La Tabella 1 riporta il confronto tra i modelli analizzati in termini di Concordance Index (C-Index), metrica standard nell'analisi di sopravvivenza che misura la capacità discriminativa del modello, ovvero la proporzione di coppie di osservazioni correttamente ordinate in base al rischio predetto.

Table 1. Comparazione delle performance dei modelli di sopravvivenza.

Model	C-Index	Training time
Cox PH (optimized)	0.6813	~30 s
Ensemble (RSF + Deep)	0.6691	~7 min
Random Survival Forest	0.6580	~2 min
Deep Survival Network	0.6420	~5 min
Weibull AFT	0.6245	~25 s
LogNormal AFT	0.6124	~25 s

Il modello Cox Proportional Hazards [3], opportunamente ottimizzato (penalizer = 0.0847, l1_ratio = 0.342), ha ottenuto il valore più elevato di C-Index (0.6813), superando anche i modelli ensemble e deep learning. Questo risultato suggerisce che, per dataset di dimensioni moderate come quello considerato (240 simulazioni), la regolarità del modello semi parametrico offre un vantaggio rispetto alla maggiore flessibilità dei modelli non lineari, che tendono a fenomeni di overfitting.

5.5 Architettura di deploy

Il modello selezionato è stato integrato in un'architettura MLOps pronta per l'ambiente di produzione. Il modello addestrato è serializzato e versionato tramite MLflow Model Registry, con gli artefatti archiviati su storage compatibile S3 (MinIO).
Un'API REST sviluppata con FastAPI espone il servizio di predizione, ricevendo in input le statistiche aggregate delle serie temporali provenienti dai sensori IoT (media, deviazione standard, valore massimo e ultimo valore dei momenti e delle rotazioni nodali), insieme ai parametri statici di configurazione, e restituendo in output le curve di sopravvivenza predette.
L'intero sistema è containerizzato tramite Docker e orchestrato con Docker Compose, garantendo portabilità, scalabilità e integrazione con la piattaforma di monitoraggio in tempo reale [4].

6 INTEGRAZIONE NELLA PIATTAFORMA TOKBO

Grazie alla tecnologia Tokbo, durante le prove sperimentali sono state acquisite serie temporali ad alta frequenza in grado di descrivere l'evoluzione del comportamento della giunzione bullonata, dall'innesco della plasticizzazione fino alla perdita della capacità portante. I dati raccolti, archiviati in cloud e opportunamente preprocessati, sono stati utilizzati per identificare pattern associati ai fenomeni di degrado. Considerata l'assenza di dataset di riferimento per tali condizioni, sono stati sviluppati modelli di Machine Learning non supervisionati, ponendo le basi per la costruzione di modelli data-driven per il monitoraggio e la valutazione del danneggiamento strutturale.
Gli algoritmi sono stati integrati nella piattaforma cloud-based Tokbo attraverso API dedicate, consentendo l'elaborazione in tempo reale delle telemetrie e la restituzione di indicatori sintetici di integrità strutturale e stato di salute della struttura tramite dashboard dedicate e sistemi di notifica.



Fig. 3. Dashboard finali che mostrano l'implemetazione dell'algoritmo di intelligenza artificiale all'interno del sistema Tokbo.

7 RISULTATI E SVILUPPI FUTURI

I risultati ottenuti nell'ambito del progetto HARPAM evidenziano come il valore di un sistema di monitoraggio avanzato risieda nella capacità di trasformare i dati in informazioni significative per la gestione delle infrastrutture. Il progetto ha inoltre stimolato una riflessione sul ruolo del dato nei processi decisionali: l'intelligenza artificiale richiede informazioni affidabili per produrre previsioni attendibili, mentre la raccolta e l'elaborazione dei dati comportano costi energetici,

computazionali ed economici che meritano un'attenta valutazione. La sfida futura riguarda quindi la selezione delle informazioni realmente necessarie a descrivere il comportamento strutturale e la loro trasformazione in conoscenza accessibile e utilizzabile dai diversi soggetti coinvolti nella gestione delle opere. In questa prospettiva, HARPAM rappresenta un passo verso sistemi di monitoraggio orientati al supporto delle decisioni, fondati sull'integrazione tra dati, conoscenza ingegneristica e strumenti predittivi.

ACKNOWLEDGMENT

Gli autori desiderano ringraziare tutti i colleghi di Harpaceas, Tokbo e Binoocle che hanno contribuito alle attività di ricerca, sviluppo e sperimentazione svolte nell'ambito del progetto.
La ricerca è stata sviluppata a partire dai risultati ottenuti nel progetto ASeMP, finanziato nell'ambito del bando SI 4.0 di Unioncamere Lombardia, ed è stata successivamente approfondita e consolidata grazie al finanziamento del programma PNRR - Missione 4 "Istruzione e Ricerca" – Componente 2 – Investimento 1.3 – Partenariati estesi alle Università, Centri di Ricerca, Imprese – Progetto RETURN | Spoke 5 – CUP E63C22002000002, che ha reso possibile l'evoluzione metodologica e sperimentale descritta nel presente lavoro.

REFERENCES

[1] European Commission. (2024). *Horizon Europe Strategic Plan 2025–2027*. Publications Office of the European Union, Luxembourg. DOI: 10.2777/083753.
[2] European Commission. (2025). *EU Mission on Adaptation to Climate Change*. Directorate-General for Research and Innovation, Brussels.
[3] Quaderni di progettazione strutturale 4: collegamenti bullonati nei nodi trave – colonna -Fondazione Promozione Acciaio. Febbraio 2018.
[4] Eurocodice 3 Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
[5] Cox, D.R. (1972). *Regression Models and Life-Tables*. Journal of the Royal Statistical Society, Series B, 34(2), 187–220. DOI: 10.1111/j.2517-6161.1972.tb00899.x
[6] Ishwaran, H., Kogalur, U.B., Blackstone, E.H., Lauer, M.S. (2008). *Random Survival Forests*. The Annals of Applied Statistics, 2(3), 841–860. DOI: 10.1214/08-AOAS169.

KEYWORDS

Predictive maintenance, Artificial Intelligence, Steel Structures, non-linear FEM, Structural health monitoring, Survival Analysis

STATO DELL'ARTE E DEFINIZIONE DI METRICHE DI COSTRUIBILITÀ PER STRUTTURE SPAZIALI A FORMA LIBERA

REVIEW AND DEFINITION OF FABRICABILITY METRICS FOR FREE-FORM SPATIAL STRUCTURES

Sara Bordigoni Pistorello, Luca Bruno,
Lorenzo Raffaele, Fiammetta Venuti,
Politecnico di Torino
Dipartimento di Architettura e Design
Torino, Italia
sara.bordigoni@polito.it,
luca.bruno@polito.it,
lorenzo.raffaele@polito.it,
fiammetta.venuti@polito.it

Francesco Laccone
Istituto di Scienza e Tecnologie
dell'Informazione (ISTI)
Consiglio Nazionale delle Ricerche,
Pisa, Italia
francesco.laccone@isti.cnr.it

ABSTRACT

The design of free-form steel spatial structures, such as gridshells or facades, requires the integration of several design goals. Besides the fulfillment of structural performances, current design increasingly demands the integration of additional criteria. In particular, fabrication-aware design has recently gained increasing interest across different scientific communities - such as architecture, structural engineering, differential geometry and computer science. Nevertheless, the body of knowledge, scientific literature and technical practice remain dispersed, starting with the multiple terms used to refer to the issue, up to the definition of the quantitative metrics used to assess the fabrication-awareness of the design. This study aims to review the current state-of-the-art concerning fabrication issues and related quantitative metrics. First, the review aims to possibly offer unified terminology and a reference background knowledge across different scientific communities. Second, fabricability metrics are collected, defined analytically and graphically, and tentatively categorized with reference to i. the relevant design stage (conceptual and detailed ones), ii. to the entity and dimensional scale they refer to (0D vertex/joint, 1D edge/member, 2D face/panel), and iii. to their spatial variability (local or bulk ones).

SOMMARIO

La progettazione di strutture spaziali in acciaio a forma libera, come strutture a guscio grigliato (gridshell) o di facciata, richiede l'integrazione di diversi obiettivi progettuali. Oltre al soddisfacimento delle prestazioni strutturali, la loro progettazione richiede sempre più l'integrazione di criteri aggiuntivi. In particolare, la progettazione orientata alla costruibilità ha recentemente suscitato un crescente interesse tra diverse aree scientifiche, come architettura, ingegneria strutturale, geometria differenziale e grafica computazionale. Tuttavia, l'insieme di conoscenze, la letteratura scientifica e la pratica progettuale rimangono ancora frammentate, a partire dalla molteplicità dei termini utilizzati per descrivere il tema, fino alla definizione delle metriche quantitative utilizzate per valutare la costruibilità durante la fase progettuale. Questa memoria si propone di esaminare lo stato dell'arte in riferimento alle problematiche di costruibilità e alle relative metriche quantitative. In primo luogo, la revisione della letteratura mira ad offrire una possibile terminologia unificata e un quadro di riferimento trasversale alle differenti comunità scientifiche. In secondo luogo, le metriche di costruibilità vengono raccolte, definite analiticamente e graficamente, e categorizzate rispetto a: i. fase progettuale di riferimento (preliminare o di dettaglio); ii. entità e scala dimensionale a cui si riferiscono (vertice/nodo 0D, lato/elemento 1D, faccia/pannello 2D); iii. variabilità spaziale (locale o globale).

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni, la progettazione orientata alla costruibilità ("fabrication-aware design") è diventata sempre più rilevante in diverse comunità scientifiche coinvolte nella progettazione di strutture spaziali a forma libera, come strutture a guscio grigliato (gridshell) e sistemi strutturali di facciata. L'integrazione degli aspetti costruttivi nella progettazione e ottimizzazione delle strutture risponde a una prospettiva progettuale contemporanea di tipo olistico [1,2] nella quale coesistono diversi obiettivi progettuali che necessitano di essere quantificati.

Il coinvolgimento di differenti ambiti di ricerca (ad esempio architettura, ingegneria strutturale, geometria differenziale, grafica computazionale), ciascuno caratterizzato da uno specifico linguaggio tecnico e da un proprio interesse di ricerca, rende difficile effettuare una revisione esaustiva della letteratura sull'argomento. A titolo di esempio, le parole chiave utilizzate per affrontare le problematiche costruttive nel progetto risultano piuttosto disperse e proprie della comunità scientifica di riferimento (ad esempio "buildability", "constructability", "fabrication-aware", "assemblability", "rationalization"). Diventa quindi prioritario definire un quadro comune e una terminologia condivisa, in vista di future collaborazioni multidisciplinari.

Questa memoria si propone di esaminare lo stato dell'arte relativo alle problematiche di costruibilità e alle relative metriche quantitative, nella progettazione di strutture spaziali a forma libera. In particolare, l'obiettivo della revisione è offrire, per quanto possibile, una terminologia unificata e un quadro di conoscenze di riferimento condiviso tra differenti comunità scientifiche. La revisione della letteratura viene condotta attraverso il metodo bibliografico noto come Mappatura Sistematica della letteratura "Systematic Mapping" (SM), secondo le linee guida riportate in [3,4]. A partire dai primi anni 2000, grandi database strutturati come Scopus® hanno semplificato la raccolta di riferimenti bibliografici, ma il loro utilizzo richiede metodi specializzati di ricerca, filtraggio e analisi. Il SM [5] risponde a questa esigenza attraverso una revisione esaustiva della letteratura, l'individuazione degli studi pertinenti e la visualizzazione delle loro relazioni in modo trasparente e riproducibile. Recentemente, il SM ha guidato revisioni della letteratura in diversi ambiti di ricerca [6 - 10], mentre rimane ancora poco diffuso nei campi dell'architettura e dell'ingegneria civile [11].

Lo studio presenta in Sezione 2 l'analisi delle pubblicazioni tramite SM, che ha consentito di raccogliere, mappare e discutere: i. la terminologia utilizzata; ii. i campi disciplinari coinvolti; iii. le problematiche costruttive più ricorrenti; iv. le metriche adottate per valutare l'effetto degli aspetti

costruttivi nella progettazione, ottimizzazione e valutazione delle prestazioni. Nella Sezione 3, le metriche raccolte vengono classificate secondo tre criteri e definite rigorosamente. Infine, le conclusioni e prospettive future vengono presentate nella Sezione 4.

2 MAPPATURA SISTEMATICA DELLA LETTERATURA

La revisione della letteratura è strutturata in tre fasi. Nella prima fase, le pubblicazioni vengono selezionate dal database Scopus®. La ricerca è limitata ad articoli scientifici revisionati e pubblicati in lingua inglese fino al 2025 nelle aree disciplinari dell'Ingegneria ("Engineering") e dell'Informatica ("Computer Science"), al fine di selezionare i contributi di rilevanza internazionale sottoposti a revisione tra pari. Gli articoli vengono filtrati mediante gli strumenti del database attraverso parole chiave rilevanti ed escludendo termini non propri del tema in analisi. In particolare, la stringa di ricerca seleziona gli articoli che contengono almeno una parola chiave relativa alla tipologia strutturale e almeno una parola chiave relativa agli aspetti costruttivi.

Le parole chiave selezionate per la tipologia strutturale includono (con tutte le possibili varianti): "shell", "gridshell", "facade", "free-form", "envelope", "repetitive structures", "reticulated structures". Le parole chiave pertinenti agli aspetti costruttivi includono (con tutte le possibili varianti): "constructability", "buildability", "assemblability", "fabrication-aware", "rationalization", "architectural geometry". La parola chiave "fabrication" è stata esclusa, poiché aumentava di circa sei volte il numero di pubblicazioni selezionate, includendo un elevato numero di articoli non pertinenti.

La stringa di ricerca sopra descritta ha consentito di selezionare 207 articoli. In una seconda fase, le pubblicazioni non pertinenti sono state rimosse manualmente, valutando "Title", "Abstract" e "Author keywords", ottenendo infine 112 articoli rilevanti. Questo processo di revisione della letteratura è stato eseguito manualmente a causa del numero relativamente limitato di articoli selezionati, ma può essere svolto tramite strumenti supportati da modelli linguistici di grandi dimensioni ("Large Language Model") nel caso di database di grandi dimensioni, come mostrato in [11]. Nella terza fase, l'elenco precedente di pubblicazioni è stato integrato aggiungendo articoli noti agli autori come rilevanti oppure individuati nei riferimenti bibliografici delle pubblicazioni selezionate, ma non estratti dalla stringa di ricerca di Scopus®. Questo passaggio finale ha consentito di aggiungere 13 articoli all'elenco precedente.

La Figura 1 confronta gli andamenti temporali delle pubblicazioni selezionate con la produzione scientifica globale complessiva nel periodo 1865–2025. Per ciascuna serie temporale, la Figura 1 riporta anche l'interpolazione esponenziale con il relativo tasso di crescita e il valore del coefficiente di determinazione R^2. Le pubblicazioni relative al tema del presente studio sono estremamente recenti con una tendenza crescente a partire dal 2010. Negli ultimi quindici anni, tuttavia, esse sono cresciute esponenzialmente con un tasso quasi doppio rispetto alla produzione scientifica globale, evidenziando un crescente interesse da parte della comunità scientifica. Tuttavia, il valore di R^2 calcolato sull'intervallo temporale considerato è relativamente basso. Ciò indica che la curva di regressione non descrive accuratamente l'andamento temporale, a causa della mancanza di una crescita costante e della presenza di fasi alterne di crescita e decrescita. Una tendenza di crescita più stabile si osserva soltanto negli ultimi cinque anni del periodo analizzato. Inoltre, la cardinalità relativamente bassa degli articoli contribuisce ulteriormente alla limitata bontà del fitting statistico.

Oltre all'analisi temporale, la distribuzione delle pubblicazioni tra le diverse aree disciplinari delle riviste mette in evidenza le comunità scientifiche che guidano questo crescente interesse. In particolare, l'ingegneria strutturale e la grafica computazionale emergono come i principali ambiti coinvolti nel tema di ricerca. La Figura 2 evidenzia le correlazioni tra l'occorrenza delle parole chiave relative alle tipologie strutturali selezionate e quelle relative agli aspetti costruttivi. Le parole chiave relative alla tipologia strutturale sono state raggruppate in tre categorie: "free-form structures", "gridshell" e "facade/envelope". Quelle pertinenti agli aspetti costruttivi si confermano

estremamente disperse, e sono state aggregate in una delle seguenti parole chiave di riferimento: “buildability”, “constructability”, “fabricability”, “assemblability”, “rationalization”, “architectural geometry”. L’area dei cerchi è proporzionale al numero di (co-) occorrenze di determinate parole chiave, mentre le percentuali sono riferite al numero totale di occorrenze di tutte le parole chiave. Gli aspetti costruttivi risultano predominanti nelle pubblicazioni riguardanti “free-form structures” (44%) e “gridshell” (36%) e sono più frequentemente associati ai termini “architectural geometry” (38%) e “fabricability” (22%). La percentuale più elevata di co-occorrenze riguarda “free-form structures” e “architectural geometry”. Quest’ultimo risultato suggerisce un maggiore interesse verso problematiche di costruibilità legate agli aspetti geometrici. Ciò indica che le comunità scientifiche delle scienze di base tendono ad associare la costruibilità alla categoria più ampia delle strutture a forma libera piuttosto che a specifiche tipologie strutturali.

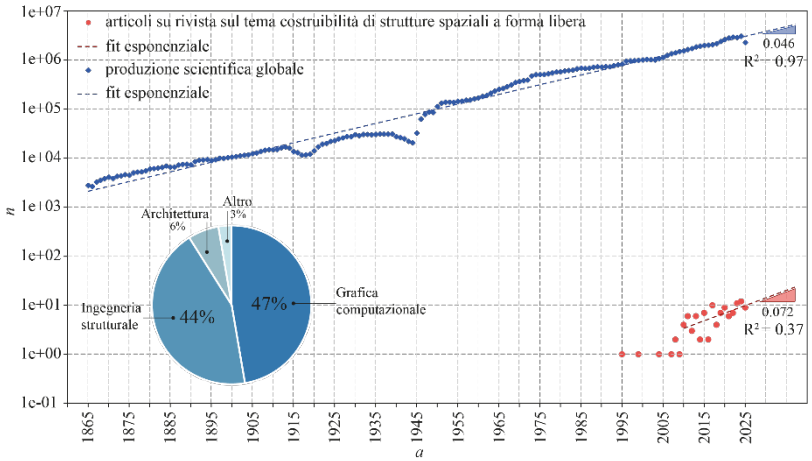


Fig. 1. Serie temporale tra 1865-2025 di articoli indicizzati e pubblicati negli ambiti “Engineering” e “Computer Science” sul tema costruibilità di strutture spaziali a forma libera. Fonte: Scopus®.

Al fine di selezionare i termini più appropriati per descrivere gli aspetti costruttivi, si può osservare che la maggior parte dei termini adottati nella letteratura contiene i suffissi “-ability” oppure “-aware”. Entrambi implicano che le metriche di interesse non risolvono direttamente il problema della costruzione, ma adottano la costruzione come prospettiva nelle fasi progettuali iniziali (ad esempio “fabrication-aware design”) e ricercano le condizioni geometriche che rendono la costruzione più semplice e realizzabile. Sulla base delle considerazioni precedenti, i termini “fabricability” e “fabrication-aware” vengono scelti e proposti alla comunità internazionale. Nel presente lavoro, si utilizzerà il termine italiano “costruibilità”.

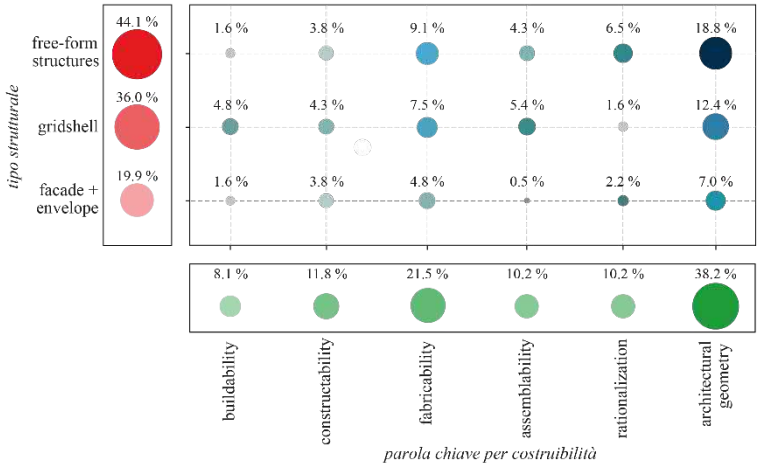


Fig. 2. Matrice di correlazione tra tipo strutturale e parola chiave per costruibilità negli articoli pubblicati in "Engineering" e "Computer Science".

3 PROBLEMATICHE DI COSTRUIBILITÀ: CLASSIFICAZIONE E DEFINIZIONE DI METRICHE

3.1 CRITERI DI CLASSIFICAZIONE

Le problematiche di costruibilità emerse dalla revisione della letteratura vengono classificate secondo tre criteri di categorizzazione:

1. con riferimento all'entità geometrica/costruttiva a cui si riferiscono (si veda la Tabella 1). La Figura 3 mostra, per ciascuna problematica di costruibilità, il numero di articoli pubblicati e l'anno della prima pubblicazione. Quest'ultima è stata identificata come la prima pubblicazione che menziona la singola problematica di costruibilità, sia in termini descrittivi generali sia attraverso una rigorosa definizione analitica. La linea temporale conferma il recente interesse verso il tema e mette in evidenza la *planarità delle facce* come la problematica studiata maggiormente e da più lungo tempo.
2. con riferimento alla fase progettuale (si veda la Tabella 2). In particolare:
   - fase progettuale preliminare (○): comprende le metriche definite per affrontare le problematiche di costruibilità derivate dalla discretizzazione della superficie, sia nel caso in cui essa sia originariamente definita come continua che discreta. Tali metriche possono essere formulate facendo riferimento esclusivamente alla geometria della mesh;
   - fase progettuale di dettaglio (●): comprende le metriche definite per affrontare le problematiche di costruibilità che emergono nel passaggio dalle entità geometriche alle entità strutturali/costruttive. Queste metriche devono essere valutate considerando la forma dei nodi e dei pannelli, le proprietà delle sezioni trasversali e l'orientamento degli assi degli elementi strutturali.

   Si sottolinea che alcune metriche possono essere definite sia nella fase di progettazione preliminare che di dettaglio.
3. con riferimento alla dipendenza spaziale della metrica (si veda la Tabella 2):
   - le metriche native-globali (□) sono originariamente definite come metriche globali;

- le metriche native-locali (■) sono definite come funzione della posizione nello spazio e richiedono un'ulteriore definizione di una metrica globale in termini di statistiche spaziali (ad esempio media, coefficiente di variazione, valori minimi/massimi).

Tabella 1. Terminologia.

Entità	**Geometria**	**Struttura / Costruzione**
0D	vertice	nodo
1D	lato / linea / arco	membratura
2D (entità singola)	faccia	pannello
2D (entità globale)	mesh	griglia

Tabella 2. Sintesi dei criteri per la categorizzazione delle metriche di costruibilità.

Metrica	**Entità di riferimento**	**Fase progettuale**	**Dipendenza spaziale**
Densità di vertici	0D	○	□
Similarità dei vertici	0D	○●	□
Angolo di twist	1D	○●	■
Similarità dei lati	1D	○●	□
Angolo di kink	2D	○●	■
Similarità delle facce	2D	○	□
Non-planarità delle facce	2D	○	■

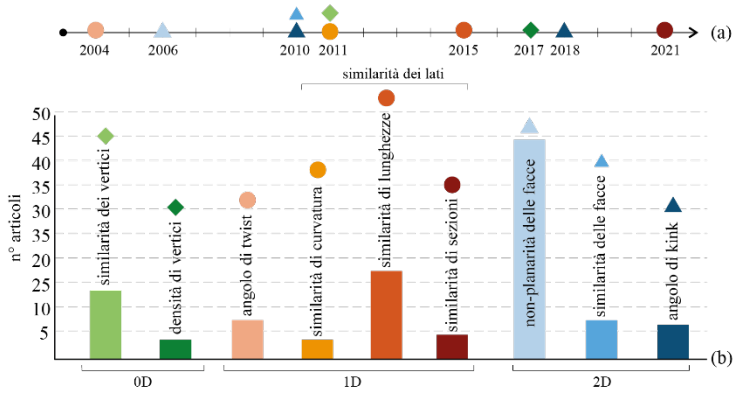


Fig. 3. Serie temporale di articoli che per primi definiscono la problematica costruttiva (a), e cardinalità degli articoli riferiti ad ogni problema costruttivo (b).

3.2 DEFINIZIONE DELLE METRICHE DI COSTRUIBILITÀ

Nel seguito, ciascuna problematica di costruibilità e le relative metriche vengono definite considerando la fase progettuale preliminare. Per ogni metrica viene presentata un'unica definizione laddove in letteratura ne siano state individuate differenti.

Densità di vertici

Il numero di nodi strutturali ha un impatto significativo sia sul costo complessivo, sia sulla costruibilità delle strutture a forma libera. Questo aspetto costruttivo può essere valutato nella fase progettuale preliminare facendo riferimento al numero di vertici derivanti dalla discretizzazione di una superficie continua.

In letteratura [12,2], il numero di vertici viene generalmente scalato rispetto a una superficie di riferimento, ottenendo così la densità di vertici ρ_v, una metrica nativa-globale che quantifica il numero di vertici per unità di area:

$$\rho_v = \frac{V}{S} \tag{1}$$

dove V è il numero totale di vertici e S una superficie di riferimento. V appartiene al dominio [4, +∞), in cui il limite inferiore $V = 4$ rappresenta il numero minimo di nodi che collegano tre elementi strutturali monodimensionali nello spazio tridimensionale. La superficie di riferimento è definita dall'equazione:

$$S = \sum_{k=1}^{F} s_k \tag{2}$$

dove s_k è l'area della k-esima faccia e F il numero di facce risultanti dalla discretizzazione della superficie continua. S appartiene all'intervallo [0, +∞), essendo S_0 la proiezione orizzontale della superficie e S_∞ la superficie continua.

Similarità dei vertici

L'uniformità dei tipi di nodo rappresenta un'ulteriore problematica di costruibilità che influisce sul costo complessivo, incidendo al contempo anche sulla qualità visiva della struttura. Tale problematica è stata affrontata, ad esempio, in [13,14,2].

In letteratura, l'uniformità dei nodi viene generalmente valutata nella fase progettuale preliminare, per cui può essere più propriamente definita come similarità dei vertici. Essa dipende infatti dal numero di lati convergenti in un vertice e dagli angoli tra i lati connessi. In altre parole, la similarità dei vertici è legata al tipo di discretizzazione adottato.

La metrica di riferimento è il numero di tipi di vertice T_v, una metrica nativa-globale che quantifica il numero di gruppi tipologici di vertici. Due vertici appartengono allo stesso gruppo tipologico se sono congruenti, ossia se hanno la stessa valenza v (il numero di lati incidenti su un vertice) e una forma simile. La similarità di forma tra un vertice di riferimento I e un vertice generico i è quantificata dalla metrica $S_{I,i}$, definita in [2] come:

$$S_{I,i} = \min_{\nu!} \left(\sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{\nu} t_j^2}{\nu}} \right) \tag{3}$$

dove $S_{I,i}$ è il minimo, tra tutte le permutazioni sull'ordinamento dei lati, della distanza media t_j tra versori di lati corrispondenti, incidenti ai vertici I e i. La procedura per valutare $S_{I,i}$ è illustrata in Figura 4.

Il numero di gruppi tipologici di vertici simili T_v viene poi calcolato mediante una procedura iterativa basata sull'algoritmo "Farthest Point Sampling" (si rimanda a [15,2] per una descrizione dettagliata).
T_v appartiene all'intervallo $[2,V]$, dove il limite inferiore corrisponde idealmente a un'unica tipologia di vertice per tutti i vertici interni, più un'ulteriore tipologia utilizzata lungo il bordo e caratterizzata eventualmente da una diversa valenza.

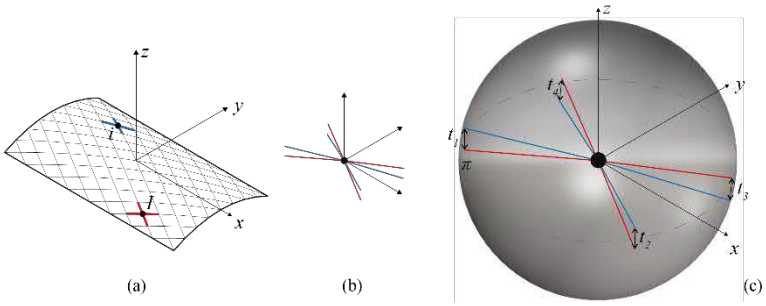


Fig. 4. Similarità di forma tra due vertici (in rosso e in blu) (a): i vertici sono spostati nello stesso punto di origine (b); le lunghezze dei lati sono proiettate sulla sfera di raggio unitario e si valutano le distanze t_j tra i lati normalizzati (c). Ref. [2].

Angolo di twist
L'angolo di *twist* è generalmente definito come l'angolo tra i lati e il versore normale al vertice [16] ed è principalmente dipendente dalla topologia della mesh. L'importanza della valutazione dell'angolo di *twist* nella fase progettuale preliminare è legata alla necessità di ottenere i cosiddetti nodi privi di torsione (torsion-free nodes), una problematica di costruibilità affrontata in diversi studi, ad esempio [17,18].
L'angolo di *twist* ω è definito come:

$$\omega(X) = \arccos(\mathbf{n}_e \cdot \mathbf{n}_v^{\Pi}) \tag{4}$$

dove $\boldsymbol{n_e}$ è il versore normale al lato e $\boldsymbol{n_v^{\Pi}}$ è il versore normale al vertice proiettato sul piano Π, perpendicolare al lato (Fig. 5).

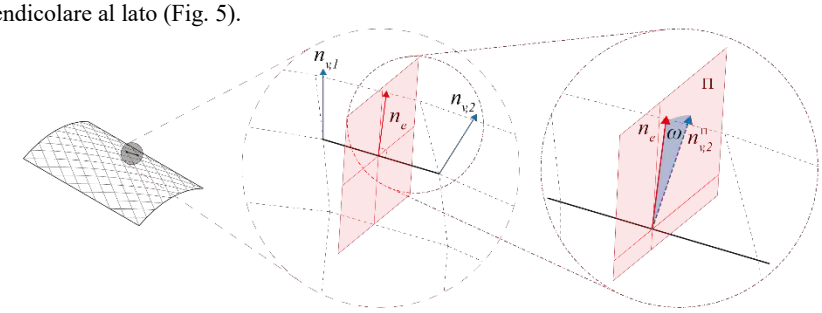


Fig. 5. Rappresentazione schematica dell'angolo di twist

Similarità dei lati
La metrica di riferimento nativa-globale è il numero di tipologie di lato T_e. Le tipologie di lato possono essere definite in base a differenti proprietà, come la lunghezza, la curvatura e il tipo di

sezione trasversale. Due lati appartengono allo stesso gruppo tipologico se condividono lo stesso valore di una proprietà entro una tolleranza prestabilita.
Nella fase progettuale preliminare, le proprietà di riferimento secondo cui vengono raggruppate le tipologie di lato sono la lunghezza e la curvatura.

Angolo di kink
L'angolo di *kink* si forma tra i pannelli di rivestimento e gli elementi strutturali di supporto. Tipicamente è un problema costruttivo che emerge in involucri curvi con basso livello di discretizzazione. Elevati angoli di *kink* implicano la necessità di utilizzare profili di raccordo costosi per assicurare l'ancoraggio tra i pannelli e gli elementi strutturali e la tenuta all'acqua.
Nella fase progettuale preliminare, angolo di *kink* può essere definito mediante sole considerazioni geometriche sulla mesh [19,20]. L'angolo di *kink* θ è definito come:

$$\theta(X) = \arccos\left(\mathbf{n}_e \cdot \mathbf{n}_f^{\Pi}\right) \tag{5}$$

dove $\boldsymbol{n_e}$ è il versore normale al lato e $\boldsymbol{n_f}^{\boldsymbol{\Pi}}$ è il versore normale alla faccia proiettato sul piano Π, perpendicolare al lato (Fig. 6).
La metrica è compresa nell'intervallo [0, 90°), dove il limite inferiore $\theta = 0°$ corrisponde a una mesh in cui i versori normali al lato e alla faccia hanno la stessa direzione, mentre il limite superiore $\theta \approx 90°$ corrisponde a una mesh degenere in cui i due versori risultano ortogonali tra loro.

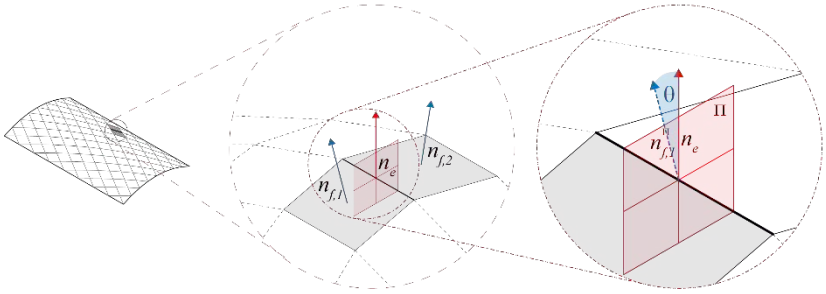


Fig. 6. Rappresentazione schematica dell'angolo di kink

Similarità delle facce
L'aspetto delle strutture a forma libera è fortemente influenzato dalla forma dei loro pannelli. Quest'ultima dipende dalla topologia e dalla discretizzazione della mesh, nonché dalla curvatura dei pannelli [21]. La similarità tra facce è preferita al fine di minimizzare i costi di costruibilità e aumentare la qualità visiva della struttura.
La metrica nativa-globale di riferimento per quantificare la similarità tra facce è il numero di tipologie di faccia T_f. La metrica viene calcolata secondo un algoritmo di raggruppamento tipologico descritto in [22] e può essere valutata nella fase di progettazione preliminare. Infatti, le facce sono considerate simili se condividono la stessa geometria, cioè la stessa valenza della faccia (numero di vertici per faccia) e la stessa distanza tra i vertici corrispondenti. Di conseguenza, facce simili presentano lunghezze dei lati corrispondenti e angoli interni uguali.

Non-planarità delle facce
La planarità delle facce è una delle problematiche di costruibilità più studiate, in quanto è legata alla necessità di rivestire le strutture a guscio con pannelli. I pannelli piani sono significativamente meno costosi rispetto a quelli curvi; per questo motivo, numerosi studi sono stati dedicati allo sviluppo di strategie di progettazione che consentono di ottenere griglie planari [23-25].

La metrica comunemente adottata per affrontare questa problematica è finalizzata a misurare la non-planarità della faccia rispetto a un piano interpolante Π. Nella definizione proposta in [26,27], la non-planarità ϕ_f di una singola faccia poligonale generica è espressa in termini puramente geometrici come la media, sui V_f vertici incidenti, della distanza d_i tra il vertice i-esimo e il piano interpolante π, normalizzata rispetto al semiperimetro della faccia p_f (Fig. 7):

$$\phi_f(X) = \frac{\frac{\sum_{i=1}^{V_f} | d_i |}{V_f}}{0.5\, p_f} \tag{6}$$

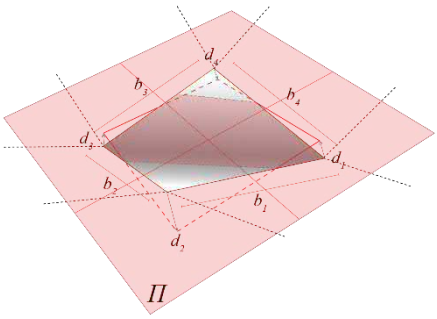


Fig. 7. Non-planarità delle facce: i valori d_i rappresentano le distanze tra i vertici della faccia e la loro proiezione sul piano interpolante Π. Ref. [2].

4 CONCLUSIONI

Questa memoria offre una rassegna della letteratura sulle metriche quantitative che affrontano le problematiche di costruibilità nelle strutture spaziali a forma libera. Attraverso un'analisi sistematica dello stato dell'arte, lo studio evidenzia la crescente rilevanza della costruibilità nelle strutture spaziali a forma libera, e la mancanza di una terminologia condivisa tra le diverse comunità scientifiche coinvolte nel tema.

Lo studio propone una nomenclatura unificata per l'identificazione di tali problematiche, cataloga le metriche di costruibilità in base a: i. l'entità geometrica/costruttiva a cui si riferiscono; ii. la fase progettuale di riferimento; iii. la dipendenza spaziale, e ne definisce rigorosamente la formulazione.

Lo studio della letteratura ha messo in evidenza che la maggior parte delle metriche è legata ad aspetti geometrici derivanti dalla discretizzazione della superficie di riferimento e può quindi essere valutata già nella fase di progettazione preliminare.

La classificazione proposta è intesa a fornire un quadro di riferimento unificato per le comunità coinvolte nella ricerca e nella pratica progettuale delle strutture spaziali a forma libera.

Lo studio intende porre le basi per la valutazione degli effetti strutturali delle problematiche di costruibilità, aspetto fino ad ora largamente trascurato in letteratura.

REFERENCES

[1] Bruno, L., Gabriele, S., Grande, E., Imbimbo, M., Laccone, F., Marmo, F., Mele, E., Raffaele, L., Tomei, V., Venuti, F., Exploring new frontiers in gridshell design: The FreeGrid benchmark. Structures, vol. 58, 105678, 2023.

[2] Raffaele, L., Bruno, L., Laccone, F., Venuti, F., Tomei, V., Holistic performance assessment of gridshells: Methodological framework and applications to steel gridshells, Journal of Building Engineering, vol. 90, 109406, 2024.

[3] Moher, D., Shamseer, L., Clarke, M., Al. Preferred reporting items for systematic review and meta-analysis protocols (PRISMA-P) 2015: statement, Syst Rev, vol. 4, 2015.
[4] Shamseer, L., Moher, D., Clarke, M., Ghersi, D., Liberati, A., Petticrew, M., Shekelle, P., Stewart, L.A., Preferred reporting items for systematic review and meta-analysis protocols (PRISMA-P) 2015: elaboration and explanation, BMJ, vol. 349, pp. 1-25, 2015.
[5] Wright, R., Brand, R., Dunn, W., Spindler, K.P., How to write a systematic review, Clinical Orthopaedics and Related Research, vol. 455, pp. 23-29, 2007.
[6] Petersen, K., Feldt, R., Mujtaba, S., Mattsson, M., Systematic mapping studies in software engineering, 12th International Conference on Evaluation and Assessment in Software Engineering, EASE 2008, 2008.
[7] Harris, J.D., Quatman, C.E., Manring, M.M., Siston, R.A., Flanigan, D.C., How to write a systematic review, Am J Sports Med., vol. 42(11), pp. 2761-8, 2014.
[8] Kitchenham, B.A., Mendes, E., Travassos, G.H., Guilherme H., Cross versus within-company cost estimation studies: A systematic review, IEEE Transactions on Software Engineering, vol. 33(5), pp. 316 – 329.
[9] Akoka, J., Comyn-Wattiau, I., Laoufi, N., Research on Big Data – A systematic mapping study, Computer Standards and Interfaces, vol. 54, pp. 105 – 115, 2017.
[10] Kastrati, Z., Dalipi, F., Imran, A.S., Nuci, K.P., Wani, M.A., Sentiment analysis of students' feedback with nlp and deep learning: A systematic mapping study, Applied Sciences (Switzerland), vol. 11(9), 2021.
[11] Alforno, M., Bruno, L., Figuli, L., Laboureur, D., Blast action on building structures: A categorization-based overview backed by LLM, Journal of Building Engineering, vol.118, 114933, 2026.
[12] Mesnil, R., Douthe, C., Baverel, O., Léger, B., Linear buckling of quadrangular and kagome gridshells: A comparative assessment, Engineering Structures, vol. 132, pp. 337-348, 2017.
[13] Koronaki, A., Shepherd, P., Evernden, M., Rationalization of freeform space-frame structures: Reducing variability in the joints, International Journal of Architectural Computing,vol. 18, pp. 84–99, 2020
[14] Liu, Y., Lee, T.-U., Koronaki, A., Pietroni, N., Xie, Y.M., Reducing the number of different nodes in space frame structures through clustering and optimization, Engineering Structures, vol. 284, 116016, 2023.
[15] Eldar, Y., Lindenbaum, M., Porat, M., The Farthest Point Strategy for Progressive Image Sampling, IEEE Transactions on Image Processing, vol. 6, pp. 1305-1315, 1997.
[16] Stephan, S., Sánchez-Alvarez, J., Knebel, K., Reticulated structures on free-form surfaces, Stahlbau, vol.73, pp. 562–572, 2004.
[17] Liu, D., Pellis, D., Chiang, Y.C., Rist, F., Wallner, J., Pottmann, H., Deployable strip structures, ACM Transactions on Graphics, vol. 12(4), pp. 1-16, 2023.
[18] Tellier, X., Mesnil, R., Douthe, C.E., Baverel, O., On the design of torsion-free gridshells, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, vol. 66(1), pp. 5-18, 2025.
[19] Eigensatz, M., Kilian, M., Schiftner, A., Mitra, N., Pottmann, H., Pauly, M., Paneling architectural freeform surfaces, ACM Transactions on Graphics, vol. 29, pp. 1-10, 2010.
[20] Tellier, X., Hauswirth, L., Gridshells without kink angle between beams and cladding panels, Proceedings of the IASS Symposium 2018.
[21] Bi, M., Liu, Y., Xu, T., He, Y., Ma, J., Zhuang, Z., Xie, Y., Clustering and optimization of nodes, beams and panels for cost-effective fabrication of free-form surfaces, Engineering Structures, vol. 307, pp.117912, 2024.

[22] Liu, Y., Lee, T., Rezaee, J., Pietroni, N., Xie, Y., Reducing the Number of Different Faces in Free-Form Surface Approximations Through Clustering and Optimization, Computer-Aided Design, vol. 166, pp.103633, 2024.
[23] Mesnil, R., A Re-Parameterization Approach for the Construction of Domes with Planar Facets, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, vol. 59, pp.286-295, 2018.
[24] Lee, C., Shin, S., Issa, R., Rationalization of Free-Form Architecture Using Generative and Parametric Designs, Buildings, vol. 13, pp.1250, 2023
[25] Mesnil, R., Douthe, C., Baverel, O., Léger, B., Marionette Meshes: Modelling free-form architecture with planar facets, International Journal of Space Structures, vol. 32, pp.184-198, 2017.
[26] Tang, C., Sun, X., Gomes, A., Wallner, J., Pottman, H., Form-finding with polyhedral meshes made simple, ACM Transactions on Graphics, vol.33(4), pp. 70:1–70:9, 2014.
[27] Pietroni, N., Tonelli, D., Puppo, E., Froli, M., Scopigno, R., Cignoni, P., Statics Aware Grid Shells, Computer Graphics Forum, vol.34(2), pp. 627-641, 2015.Dickert, D., Book Proceeding: Preparation of Manuscripts, *ASCE Publications*, 2002.

KEYWORDS

Gridshell, façade, free form, fabricability, metric

VERSO UN NUOVO EUROCODICE PER LA PROGETTAZIONE DELLE FASI DI MONTAGGIO

FOR A NEW EUROCODE ON ERECTION ENGINEERING

Alessandro Catanzano,
CTO at Santo Engineering srl
Padova, Italy
alessandro.catanzano@santoeng.it

ABSTRACT

In these short notes a claim for a new Eurocode in the field of erection engineering is established. Even a cursory analysis of what is available from a certain level of complexity onwards reveals few guidelines, weak on the conceptual side, due to lack of theoretical discussion at various levels, not only in Europe, but also in other important countries. These vacancies refer to a rather obsolete concept of safety during the assembly phases, which does not include the systematization of the transitory in both, ancient and modern design aspects, for the management of the structural Great Risk, in terms of techniques, machinery, temporary solutions, but above all in terms of the need for harmonized standards for the various specialized disciplines involved. To speed up the worksite and save money, established harmonized standards have to guide the creative erection designer, that nowadays hasn't a role in legal organograms of companies and on the worksite. Particular attention is paid to the repercussions that the lack of protocols has on skills development in the construction market and the crucial legal and insurance implications resulting from this deficiencies.

SOMMARIO

In queste brevi note si auspica la creazione di un nuovo Eurocodice nel campo dell'ingegneria del montaggio. Una rapida analisi della normativa vigente, da una certa complessità in poi, rivela la pochezza delle linee guida, specie sul piano concettuale, a causa della mancanza di un confronto teorico a vari livelli, non solo in Europa, ma anche in altri importanti Paesi. Queste lacune rimandano a una concezione di sicurezza in fase di montaggio piuttosto obsoleta, che non prevede la sistematizzazione del transitorio negli aspetti progettuali sia antichi che moderni, per la gestione del Grande Rischio strutturale, in termini di tecniche, macchinari, soluzioni provvisorie, ma soprattutto in termini di necessità di norme armonizzate per le diverse discipline ingegneristiche coinvolte. Per velocizzare i lavori in cantiere e ridurre i costi, norme armonizzate e consolidate

dovrebbero guidare il progettista del montaggio, che oggi non trova spazio negli organigrammi aziendali e di cantiere. Particolare attenzione è dedicata alle ripercussioni che la mancanza di protocolli comporta per la formazione delle competenze nel mercato delle costruzioni e alle cruciali ricadute legali e assicurative derivanti da tali carenze.

1 INTRODUCTION

After more than thirty years from the ENV-1993, a draft masterpiece in steel design standards worldwide, and after twenty years from the issue of the official version in 2005, the articulated package of the Eurocodes still misses the fundamental argument about erection engineering, both from the technical and political point of view. Narrowing these notes to steel structures, but without losing the general validity, and to their construction, erection, handling, moving, launching, pushing, pulling, lifting, in-force connecting, land and naval heavy transportation, and even marine and sub-marine managing, the crucial point is that, after almost more than a generation, on all these topics the energetic young engineer of today, hasn't more or better standards to deal with, because no standard exists. Entering this world he quickly, and sometimes suddenly, experiments that, from one side, there is no room for errors as the consequences are catastrophic, life changing, escapless; on the other one, that to help imagining phases, sequences, equipment, machines, coefficients, combinations, techniques and technologies, there are no real books, nor manuals, nor guidelines, but only old private booklets of good Samaritan engineers and no real official European or international standards.



Fig. 1. Lifting of the central span segments of the Le Havre viaduct

2 THE REGULATORY OVERVIEW

While not pretending to review all the regulations around the world in all sectors of construction, it may be enlightening to cite the introduction of chapter 9 of [1] "Major and unusual bridge construction" that quotes: "*The in-depth evaluation of major and unusual bridges for erection conditions is beyond the scope of this manual*"(500 pages), where a simple arch bridge is already the example of the unusual type of bridge pictured in the page.

To join official and European publications, in [2], that all steel specialists know, both in design and industry, a dedicated chapter 9, "Erection", appears to be arranged just for small and regular steel buildings; but paragraph 9.3.1 "Design basis for the erection" quotes: "*If the structural stability in*

the part-erected condition is not evident, a safe method of erection on which the design was based shall be provided." Probably, before starting construction, doubts about his own design is a designer's responsibility, if a detailed plan, drawings and calculation reports for all phases and equipment, were not included in the contract. Then a couple of pages follow, describing very general points and eventually constructor's erection method, that shall supply a solution to stability doubts of the stakeholders, including the designer. It's necessary to underline that the constructor isn't a designer, but an entrepreneur, with all the implications.
About loads during execution exclusively, a starting remarkable step from nothing was taken in the thirty pages of [3] without any other even minimal advancement on the subject, up to the new version [4] that has only incorporated some corrigenda of 2008.
The little practiced or even never quoted Eurocode [5] deals with theory of risk and accidental loads scenarios, but only for in-service final condition. During construction they are supposed to be prevented in some other practical ways, although most collapses, accidents and deaths, occurs during construction, with economic and political consequences.



Fig. 2. Oaka Olympic Stadium multi stages erection on ninety meters temporary towers, before double cantilevered sliding in highly seismic and strong wind scenarios (Athens)

Many other important regulatory bodies as [6] and [7] can be recalled serving in the field of involved mechanical equipment, but with all civil engineers, workers, checkers, third parties at all the levels, that watch these bodies with suspicion, because the harmonization link cannot be flagged up. And on it, a court opinion can't be tested if there isn't an official link, as only in the engineer mind physics and steel design principles are all the same.
This review cannot be closed without sketching the Italian codes [8] and [9] and all the related documents for application, where some lines of basic recommendations are given, for example to check all the phases for safety. But the word "safety" immediately recalls another five hundred pages Italian standard [10] that on one side, in art. 299, can catch, for apical accountability, literally whoever, even if he doesn't have any official appointment, titles, or spending power; but on the other side, art. 142, for articulated "great works" with phases (the arch bridge is again the example reported for the limit between simple and intricated), asks for a design plan "to be exhibited on field", "signed by a designer", that have not a place in official organizational chart in Attachment XV of the same decree, where, to be honest, is given one page of general points to be followed for construction.

3 WHAT A CONSTRUCTION DESIGN IS

When time is already running, worksite going to start on foundations almost erected for service loads only, software designed for service only, erection standards unavailable, budgets already declared tight, then all have to be established by judgment of the erection engineer: conceive the method, quickly perform raw but unassailable calculations of the evolving structure before three hundred phases FEM models, and, at the same time, list the drawings, list the phases to model, list the stages for deep investigation, list equipment, list machines to be revamped, or designed from scratch, or invented as never seen and that will be tested for the first time on real workers, that want the designer to be on/under the construction with them for the vernissage, to see if he's scared or smiling, or horribly both at the same time.



Fig. 3. Tarzan method launching of the suspension viaduct of Chavanon (France)

Often new arguments drop on the erection engineer desktop in the middle of the construction design. In fact in service design issues on the designer become workshop issues and they are always high level questions, about welds, plasticity, fatigue, fracture, metallurgy, embrittlement, ect, so as they can appear during erection first, they need to be fixed before production or, in the worst and more expensive cases, on field. But also, very special issues too can suddenly arise, as aeroelastic stability to wind action by late wind tunnel tests, or asked just before erection. But also dynamic parameters can change with evolving shapes and increasing masses or move up and down on a deck, for example a derrick that poses also its rails and predalles, not only catches segments from the water with winches. But, whatever is the problem, an effective engagement document is never written in advance and shared among the stakeholders, with the aim of contractually covering what could reasonably be experienced during construction.

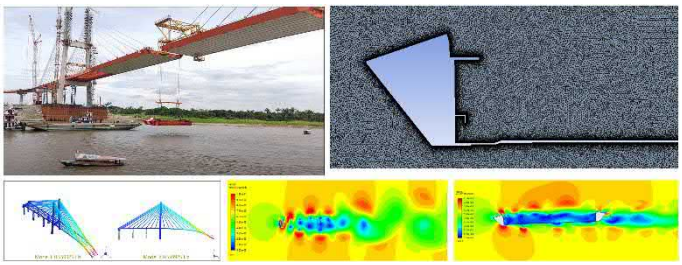


Fig. 4. Nanay cable stayed bridge erection design against unsteady wind (Perù): the derrick has five functions and runs up and down on the deck, changing dynamics and shapes

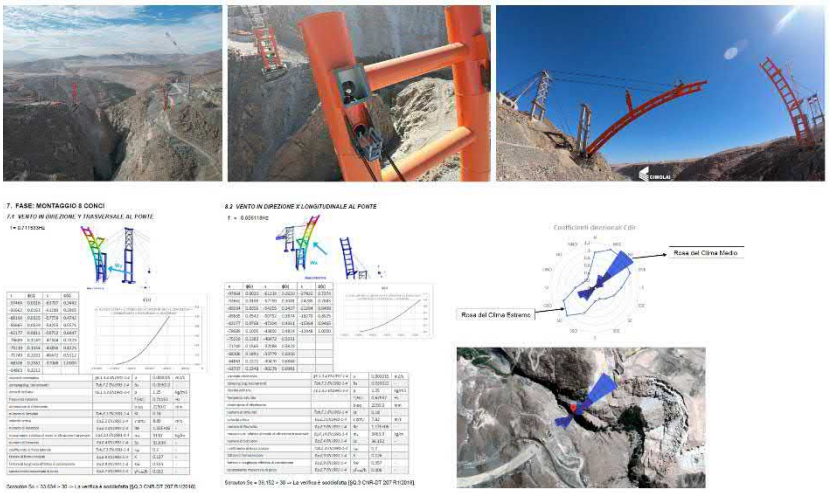


Fig. 5. La Joya arch bridge erection design against unsteady wind (Perù): the teqnique adopted transforms the bridge in a great rotating machine under strand-jacks gear

And in very special and unique mega projects, an attitude to switch to unexpected super challenging arguments never seen in life is needed as, when the hard design time comes, courage literally lacks to everybody, and are available eventually only engineers teams of hyper-expensive oil and gas companies that has internal safety standards. So, in that case, a volunteer - lets say a kamikaze - for transient design is needed when everyone takes a step back.

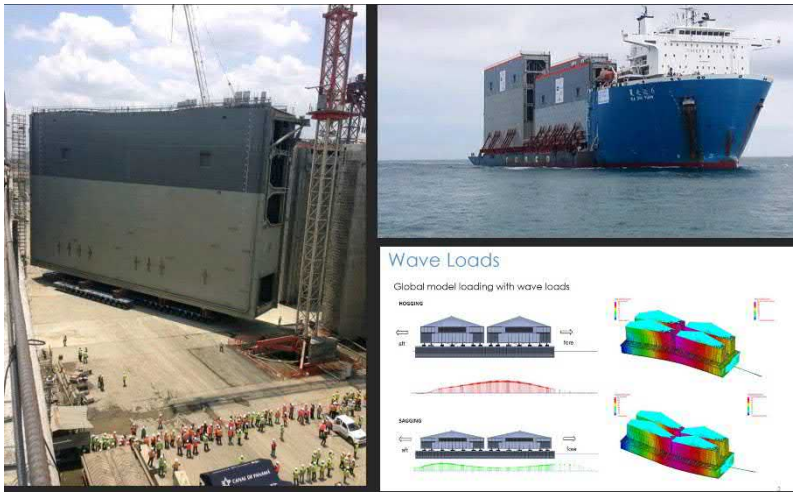


Fig. 6. Gates of the new Panama Canal project: ninety terrestrial transportations, twenty-eight shipments, four of them trans-oceanic with 15000 tons each on the deck and 8.5m Register waves; finally thirty-two 4000 tons strand jacks liftings.

4 THE FIRST STEP TOWARDS A NEW EUROCODE FOR ERECTION

In [11] was supplied a protocol, inspired by Eurocode, with tables and items to be filled, allowing the stakeholders to include or exclude simple or special construction issues, and to elaborate a Class of erection. It can certainly be extended with other issues or tables, with more general or more detailed items, but the main point is to have a basis of debate between the stakeholders and, from a certain level of intricacy, a nominated erection designer.

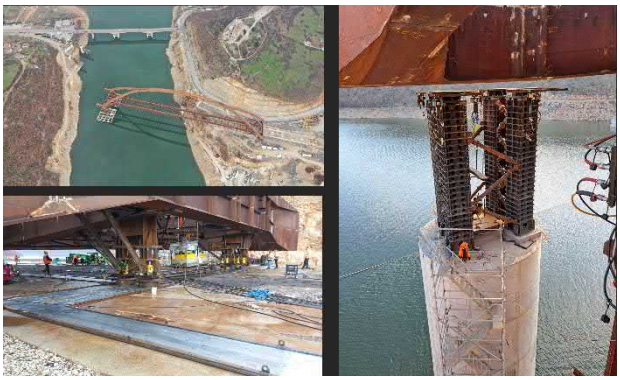


Fig. 7. Launching of the Drini arch bridge, half on turning jacking sliding bearings and half on pump ballastable barges on a ±10m changing water level of lake of Kukes (Albania)

If stakeholders fill the cells without having titles, without knowing theories, without erection design background, the choices to reach the class of erection will be clearly reported. These choices should appear sooner or later, too strong or too weak, with contractual consequences on equipment, delays, costs, or failures.

Very interesting standards on falseworks and temporary works, as [12] and its evolution to [13], well explained in [14], give much more than a simple overview of what a professional standard may look like, although a court could judge that they are not applicable if fails a fifty meters high tower sustaining a hundred meters long rolling span, during combined operations of both actively jacked launching nose and actively jacked portal frame. A system that continuously bends elastically in one direction and in the other the shape of the entire launched viaduct with actuators to minimize stress and reactions within the permissible limits. A bridge transformed in a big snake machine to overcome the spans without collapsing.

For this new Eurocode inspiration could be taken from the marine and offshore sector, where similar challenging operations are frequent and, after years of different references, Det Norske Veritas, a private own company, issued a five hundred pages standard [15] and some other linked documents as [16] that have summarized other former third party standards (Norsok, Rina, Noble Denton, etc.) utilized until that moment in the industry, although in [17] an official and promising ISO standard was released. In that case the need for mandatory insurance for all operations, risky or not, but based on specialist evaluation and linked to the squared red stamp of third-party approval, has certainly accelerated the convergence of the process of integration to a recognized standard. A similar process of convergence is needed for, broadly speaking, civil constructions, in particular for megastructures, but also for a single span arch bridge or a stadium.



Fig. 8. Viaduct launching with actuators equipment of the Straface viaduct on SS106 Ionica, Italy.

This new Eurocode needs to be linked not only to other Eurocodes, addressing all special problems related to construction risks, but also to other harmonized standards. For example, [7], clearly drops on the engineer's desktop the general and sound legally accepted principles for machinery, to prove that all methods and calculations have a reference and are not arbitrary, taken from favorable less consolidated or even controversial literature, or from antiquated guidelines. But is a fact that in lack of a clear indication on intricated and multidisciplinary issues to be faced under time and budget pressures, without theoretical, expertise and normative coverage, to a motivated engineer it seems like everything could be valid to overcome an obstacle and proceed.
An unexpected aid shall be played by BIM standards framework. In this very fast changing environment, in [19] the delivery of the stages of the *ergotechnic* model for designing the production/assembly/erection affects payments advancements. Very soon stakeholders could pretend from the designer or from an erection design specialist how models will be affected by erection, equipment, reinforcements, plates and holes for machines, but also a lot of other complex informations at every LOD of advancement.
But if the stakeholders do not know or believe that the success of the assembly depends exclusively on the quality of the concept presented in the early stages LOD A and LOD B, which must be already used to weigh the appointed erection designer, and, in order to not shell out early money, they postpone everything one year after LOD E model delivery, we will be back in the current situation.

5 EDUCATION, TRAINING AND ROLE OF THE ERECTION DESIGNER

Although the erection engineer has today no room as recognized specialist in tenders and although construction companies cannot evaluate curricula that don't exist because no academic path is prepared for young engineers, the market needs these competences.
One could bet that one of the key factors that led France construction companies to have long distance ranking turnovers, is having founded in the middle of the XVIII century the "grand ècoles" system of post graduated schools, started with the *École nationale des ponts et chaussées*. There, after a severe admission test that exclude most of the motivated candidates, an already MSC engineer becomes an *élite* engineer, leveling up in construction design and in all the special topics that a classical five year master degree can't cover. There are too many broad and complicated subjects to explore, that must be deeply learned under specialized masters, not as good will self-taught scholars during nights of working weeks.
The difference of this french tradition is measured in hundreds of billions every year.

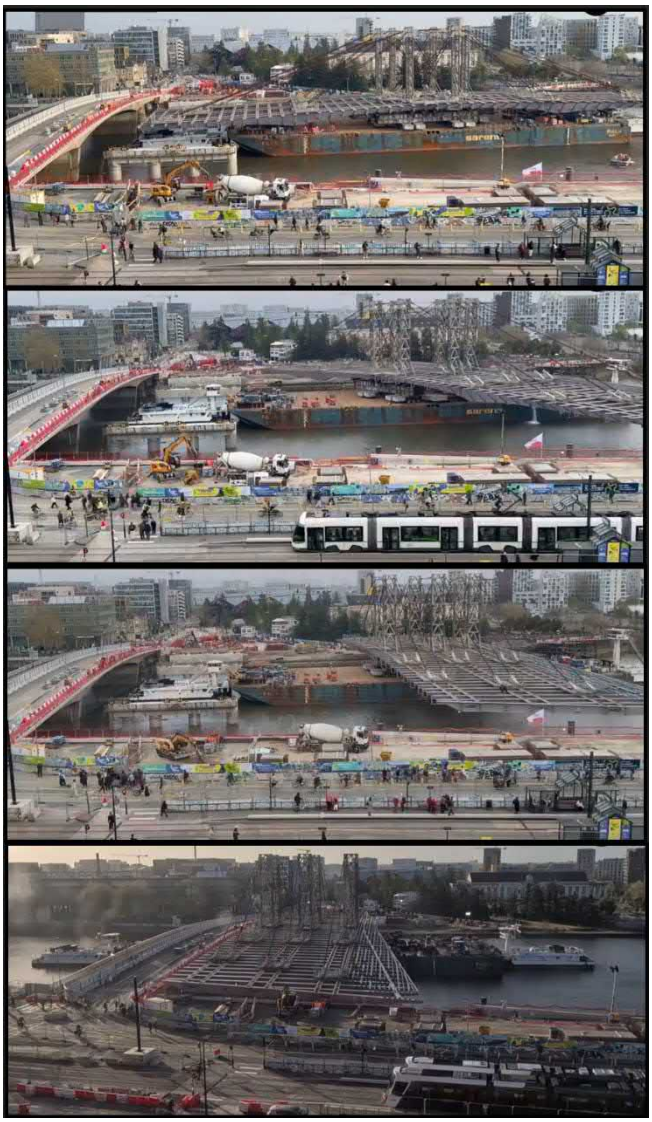


Fig. 9. 2000t workshop fully welded three span bridge of Anne de la Bretagne in Nantes, with temporary cable-staying towers, lied down by tide, SPMT and barge combo, after ocean shipping from Italy

In countries other than France, the lack of this type of engineering post-graduated schools of specializations, the lack of mandatory construction design standards to follow, the lack of recongnition of the role and of adequate economic compensations to erection design risks, have distanced young engineers from this wonderful special profession. On one side, they crowd the construction sites with a thousand roles, asking them-self when will appear their chance to step up and, model and

calculate the special manouver they are phisically attending to, but they don't even wonder to know if a design was done, or an erection designer exist, because in the organogram hanging in the shed door is not reported any role and the most obvious explanation is that ultimately the construction comes out through a sort of a process out of thin air. On the other side, if after five years of intense struggling training in a real erection engineering office a conscience emerges of how long and impervious and dangerous the path of this profession is, the rational response of the young engineer is to change as soon as possible to a less stressing job.
A mandatory standard could have an impact on schools market, inducing universities to develop special lectures or postgraduated paths on erection and all other special issues. But a final push shall come by inserting this new professional figures from the very early tender phases as a key and mandatory role.
This role is not present due to the popular view of safety concept that dominates the political debate for constructions. But complexity is still there even if the legislator ignores it. Having a final structure involves a abnormal quantity and quality of design efforts in many engineering fields that the current nominated legal deputies for safety at all level cannot carry on the shoulders, because they simply don't know what's going on. That is exactly what happens today.

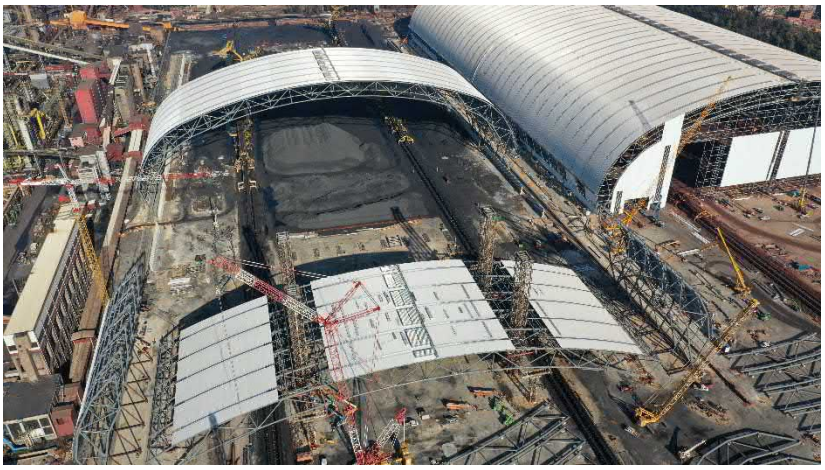


Fig. 10. Construction of domes on parks at the Ilva of Taranto steel mill: sixteen 3500t roof segments to be lifted at seventy meters high, in a whirlwind port zone, and pulled in the final position, but without interrupting the blast furnace supply of carbon and iron ore.

The other really important points are the third party and the insurance system, that could give their indications, but, for the legal nature of their businesses, assume in general a passive role on construction design.

6 THE ROLE OF PROTOTYPING IN SAFETY SYSTEM PROTOCOLS

It is hard to accept that when the erection design of a structure is conceived, a new prototype of the safety protocol is put on track for on field testing on workers real life. Prototype because from the [18] point of view, safety is a never-ending process of improving procedures, but as we have seen, many times it has also to start somewhere for new challenges, without any standards, memories, references, nor schools and masters, in a probationary of self-produced engineering judgments and theories.



Fig.11. Habitat at fourteen meters under sea water for installation of the rail system of the gate at the lock of Malamocco, part of the M.O.S.E. system to save Venice.



Fig. 12. 2000t Malamocco gate in Venice on thirty-five meters strand-jacks temporary towers to be lowered to minus fourteen meters underwater rails, part of the M.O.S.E. system to save Venice.

But if guidelines and standards don't exist, the designer has to refer to foreigner standards, that are again insufficient, so is forced to look at other disciplines, different but with similarities, to have an indication. From the Italian law point of view, on one side if the service involves solving particularly difficult technical problems, the professional is liable for economic damages in the event of intent or gross negligence [Art 2236 of Italian Civil Code]. But on the other hand, if a protocol doesn't exist engaging dangerous activities, as designing an erection, for the professional it's extremely difficult to demonstrate to have done all it's necessary to avoid being found guilty for the damage [art.2050 of Italian Civil Code] because no confrontation to code prescriptions is possible, with devastating consequences from an insurance perspective. For even more important criminal liability, the Italian law [Art. 133 of the Penal Code] puts everything in the hands of court, that will

call a professor to support him on a discipline that currently it doesn't even have an academic lecture. If known, this legal environment can only discourage designers from accepting assignments.

7 FINAL THOUGHTS

The new EU is based on rules and standardization, but for an Eurocode on erection engineering seems to be in historical delay. In reality the problem has planetary dimensions, as stated in [20] and [21] on the absence of a standard for design bridge erection equipment and operations, unbelievably considered a basic problem of civilization as primitival ones as access to food, water and instruction.
A new Eurocode on erection engineering can make the system evolve to a new level of clear competences and accountability on who design erections and take decisions, as nowadays the situation is on a lose-lose extremely foggy situation.

ACKNOWLEDGMENT

Cimolai SPA, Corso Lino Zanussi, 26 – 33080 Porcia (PN) - Italy

REFERENCES

[1] NHI Course Number 130102 Reference Manual “Engineering for structural stability in bridge construction”, April 2015
[2] EN 1090-2: 2018 “Execution of steel structures and aluminium structures”
[3] EN 1991-1-6: 2005 “Actions on structures during execution”
[4] EN 1991-1-6: 2026 “Actions on structures during execution”
[5] EN 1991-1-7: 2006 “Action on structures – Accidental actions”
[6] Directive 2006/42/EC “The Machinery Directive is officially”
[7] UNI EN 13001-1:2015 Cranes - General design - Part 1: General principles and requirements
[8] NTC2008, “Norme tecniche per le costruzioni”
[9] NTC2018, “Norme tecniche per le costruzioni”
[10] Dlgs. 81/2008 “Testo Unico sulla Sicurezza sul Lavoro”
[11] Assembly and erection of the new Drini Bridge in Kukes, Abania – www.e-mosty.cz 2024
[12] EN 12812: 2008 “Falseworks – Performance Requirements and general design
[13] BS 5975: 2019 “Code of practice for temporary works procedures and permissibile stress design falsework”
[14] “A guide to temporary works in construction BS 5975: 2019”, Ronan O’Driscoll
[15] DNVGL-ST-N001 – “Marine operations and marine”
[16] DNVGL-ST-0054 – “Transport and installation of wind power plants”
[17] ISO 19901-6 – “Marine operations”
[18] ISO 45001:2018 – “Occupational health and safety management system – Requirements with guidance for use”
[19] UNI EN 11337-4 Building and civil engineering works - Digital management of the informative processes - Part 4: Evolution and development of information within models, documents and objects
[20] UNESCO- EOLSS 6.37.40 Encyclopedia of the life support systems
[21] Rosignoli, M. (2010). Chair’s introduction. 1st IABSE International Seminar “State-of-the-art Bridge Deck Erection: Safe and Efficient Use of Special Equipment” Singapore, November 2010. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE). Chair’s introduction focused on the absence of international standards for design and

operations of bridge erection equipment and the impacts on safety of workers and quality of bridges.

KEYWORDS

Eurocode, Erection, Sequence, Phase, Steel, Bridge, Construction, Equipment, Machines, Operation, Design

ANALISI MODALE OUTPUT-ONLY PER L'IDENTIFICAZIONE DEL DANNO E LA RISOLUZIONE DI PROBLEMI DI VIBRAZIONE IN STRUTTURE IN ACCIAIO

OUTPUT-ONLY MODAL ANALYSIS FOR DAMAGE IDENTIFICATION AND VIBRATION PROBLEM SOLVING IN STEEL STRUCTURES

Danilo Gargaro
S2X S.r.l.
Campobasso, Italy
danilo.gargaro@s2x.it

Matilde A. Notarangelo
S2X S.r.l.
Campobasso, Italy
matilde.notarangelo@s2x.it

Carlo Rainieri
Consiglio Nazionale delle Ricerche
Istituto per le Tecnologie della Costruzione
Napoli, Italy
rainieri@itc.cnr.it

ABSTRACT

Over time, output-only modal analysis has gained a significant role in structural engineering due to the opportunities it provides for enhancing the knowledge about the dynamic behavior of existing structures. It is increasingly applied either independently or in combination with numerical models for the identification and mitigation of vibration problems, as well as for the calibration of numerical models. Moreover, the development of automatic or semi-automatic algorithms has promoted its widespread use in structural health monitoring, given the sensitivity of modal parameters to structural damage.

This paper presents two application cases concerning steel structures. In the first case, the role of output-only modal analysis in assessing the vibration serviceability of the investigated structure is discussed. The steel structure under test is the third ring of the Diego Armando Maradona Stadium, which is currently closed to the public due to excessive in-service vibrations. The analysis of the response to ambient vibrations enabled the identification of the fundamental modes of the structure and the detection of possible resonance phenomena related to dynamic interaction with occupants under specific conditions, thereby providing the basis for structural interventions aimed at resolving the identified issues.

In the second application, the potential of output-only modal analysis for identifying different damage scenarios affecting the connections of a steel bridge is discussed. The results highlight the capability of modal-based structural health monitoring to provide clear indications about the structural conditions of the monitored structure.

SOMMARIO

L'analisi modale output-only ha nel tempo acquisito un ruolo rilevante nel contesto dell'ingegneria strutturale per le opportunità che essa offre di approfondimento delle conoscenze relative al comportamento dinamico delle strutture esistenti. Sempre più frequentemente viene applicata da sola o in combinazione con modelli numerici per l'identificazione e la risoluzione di problemi di vibrazione, e per la calibrazione dei modelli numerici. Inoltre, lo sviluppo di algoritmi automatici o semi-automatici ne ha favorito la diffusione nel contesto del monitoraggio strutturale, tenuto conto della sensibilità al danno dei parametri modali.

Nel presente articolo vengono trattati due casi applicativi di interesse riguardanti strutture in acciaio. In particolare, nel primo caso viene discusso il ruolo dell'analisi modale output-only nella valutazione prestazionale in esercizio rispetto a fenomeni vibratori. La struttura in acciaio oggetto di indagine è quella relativa al terzo anello dello Stadio Diego Armando Maradona di Napoli, attualmente interdetta all'uso per problemi di eccessive vibrazioni in esercizio. L'analisi della risposta alle vibrazioni ambientali ha consentito l'identificazione dei modi fondamentali della struttura e il riconoscimento di possibili fenomeni di risonanza legati all'interazione dinamica con le persone in determinate condizioni, ponendo le basi per interventi strutturali volti alla risoluzione delle problematiche individuate. Nel secondo caso applicativo, invece, vengono analizzate le potenzialità dell'analisi modale output-only per l'identificazione di diversi scenari di danno a carico delle connessioni di un ponte in acciaio. I risultati ottenuti evidenziano la capacità del monitoraggio strutturale basato sui parametri modali di fornire chiare indicazioni sullo stato di salute di simili strutture in acciaio.

1 INTRODUZIONE

Le strutture in acciaio sono ampiamente diffuse nell'edilizia industriale, nelle infrastrutture di trasporto e nelle grandi opere di ingegneria civile. Per leggerezza, duttilità e possibilità di realizzare campate di grande luce vengono frequentemente impiegate per realizzare coperture di grandi strutture, come ad esempio gli stadi, nonché di ponti ferroviari e viadotti stradali. Tuttavia, quelle stesse caratteristiche le rendono vulnerabili ai fenomeni vibratori indotti da carichi dinamici, quali il transito di veicoli, il vento, le azioni sismiche ed, infine, le interazioni dinamiche con gli occupanti [1, 2]. In tale contesto, l'analisi della risposta in vibrazioni nelle condizioni di esercizio rappresenta un aspetto cruciale sia in fase di progettazione e/o collaudo delle nuove costruzioni sia per la valutazione delle prestazioni di strutture esistenti.

Livelli di vibrazione eccessivi possono rappresentare causa di disturbo per gli utenti che, in taluni casi, può persino determinare un temporaneo fuori servizio della struttura per gli effetti, anche psicologici, delle stesse in termini di sicurezza percepita. Vibrazioni eccessive, inoltre, possono determinare fenomeni di degrado: è il caso, ad esempio, dell'insorgenza di fenomeni di fatica o dell'allentamento di connessioni bullonate. I sistemi di monitoraggio strutturale basati sulle vibrazioni consentono di valutare, sulla base della risposta misurata della struttura, le prestazioni in esercizio della stessa, e di identificare tempestivamente possibili fenomeni di danno o degrado [3, 4]. In particolare, essi consentono di identificare tutti quegli stati di danno che influiscono sulle proprietà di massa e/o rigidezza della struttura e, dunque, in ultima analisi, sulle sue proprietà dinamiche. In questo contesto, l'analisi modale output-only (OMA) assume un ruolo assai rilevante. Essa, infatti, consente l'identificazione dei parametri modali della struttura a partire da sole misure della risposta in vibrazioni nelle condizioni di esercizio: detti parametri, pertanto, sono rappresentativi delle effettive condizioni di vincolo e operative in esercizio, e possono essere utilmente impiegati per differenti applicazioni, quali calibrazione di modelli agli elementi finiti, individuazione delle cause di eccessive vibrazioni, monitoraggio dello stato di salute delle strutture (SHM). Nell'ambito delle applicazioni di monitoraggio strutturale, i parametri modali identificati attraverso procedure automatiche di analisi modale output-only fungono da indici di danno, segnalando l'insorgenza di

anomalie nella condizione strutturale allorché si osservino variazioni degli stessi nel tempo, avendo cura di distinguere la normale variabilità indotta da fattori ambientali e operativi da quella conseguente all'insorgenza di fenomeni di danno e/o degrado [5, 6, 7].
Sia la valutazione delle cause di eccessive vibrazioni in esercizio che il monitoraggio strutturale richiedono metodi di identificazione dei parametri modali affidabili. Nel presente articolo vengono descritte due applicazioni rappresentative, evidenziando l'importanza di disporre di strumenti software accurati e affidabili per massimizzare il contenuto informativo estraibile da semplici misure di vibrazione.

2 ANALISI DELLE VIBRAZIONI DI STRUTTURE IN ACCIAIO

Strutture aperte al pubblico di grande luce o, comunque, caratterizzate da significativa deformabilità possono manifestare livelli di vibrazione in esercizio tali risultare inaccettabili per gli occupanti o, in casi limite, da pregiudicare la sicurezza strutturale. Nel caso di strutture che ospitano manifestazioni canore o sportive, come ad esempio gli stadi, le azioni indotte da spettatori che si muovono in maniera ritmica e tra loro sincronizzata inducono azioni dinamiche sulla struttura in un intervallo di frequenze, generalmente compreso tra 1,5 e 3,5 Hz con armoniche superiori che possono raggiungere anche gli 8 Hz [1], che spesso racchiude anche le frequenze naturali di vibrazione fondamentali della struttura. In particolare, l'innesco di fenomeni di risonanza in conseguenza di frequenze di eccitazione prossime alle frequenze naturali della struttura può determinare amplificazioni della risposta vibratoria ben oltre i limiti di accettabilità codificati nelle normative tecniche [2]. In questo contesto, l'analisi modale ouput-only può supportare l'identificazione di possibili problemi di risonanza. Infatti, i modelli numerici da soli, pur costituendo uno strumento progettuale imprescindibile, non sempre sono rappresentativi dell'effettivo comportamento dinamico della struttura nelle condizioni di esercizio. Pertanto, la caratterizzazione sperimentale della risposta dinamica e l'identificazione dei parametri modali nelle condizioni operative rappresentano un utile strumento per una valutazione sperimentale e non invasiva dell'effettiva dinamica della struttura di interesse [8]. Inoltre, l'analisi modale ouput-only consente anche una valutazione ex-post dell'efficacia degli interventi di mitigazione delle vibrazioni adottati.
Le proprietà dinamiche ottenute attraverso tecniche di analisi modale output-only trovano un'altra rilevante applicazione pratica nel monitoraggio strutturale. Un numero crescente di infrastrutture esistenti è ormai prossimo alla fine della propria vita utile, e risulta spesso soggetto a carichi in esercizio superiori a quelli assunti come riferimento in fase di progetto; inoltre, gli effetti del cambiamento climatico sempre più spesso determinano azioni eccezionali non considerate in fase di progetto. In questo contesto, assumono grande rilevanza i sistemi di monitoraggio strutturale basati sulle vibrazioni, per la capacità di valutare in maniera globale lo stato di salute della struttura e di identificare tempestivamente possibili fenomeni di danno o degrado in assenza di informazioni a-priori su di essi [3, 4]. Nel caso di strutture in acciaio, danni frequenti e critici riguardano le connessioni, oltre che elementi strutturali primari [3].
In questo contesto frequente è l'applicazione di tecniche di monitoraggio data-driven per l'identificazione tempestiva del danno. Esse partono dalla definizione di un modello statistico di variabilità del dato nella condizione di riferimento a partire dall'analisi dei soli dati sperimentali, identificando possibili anomalie nella risposta strutturale attraverso il confronto tra dati misurati e previsioni del modello statistico [5, 6, 7]. Tra le esperienze applicative su ponti reali con stati di danno noti e/o controllati riportate in letterature, particolarmente significative sono quelle riguardanti il ponte Z24 [5], il ponte KW51 [9] e il ponte Vänersborg [10].
Nel presente studio, l'analisi della risposta dinamica di strutture di acciaio ai fini dell'estrazione dei parametri modali viene condotta attraverso consolidate tecniche di analisi modale ouput-only, quali la *Frequency Domain Decomposition* (FDD) [8, 11], che identifica le frequenze naturali dai picchi dei valori singolari della matrice delle densità spettrali di potenza (PSD) e stima le forme modali

dai vettori singolari associati, e la *Covariance-driven Stochastic Subspace Identification* (Cov-SSI) [11, 12] che identifica dapprima un modello a spazio di stato del sistema dall'analisi delle funzioni di correlazione dei segnali misurati e, successivamente, procede alla determinazione dei corrispondenti parametri modali. Il primo metodo, di tipo non parametrico, è intuitivo e computazionalmente efficiente, mentre il secondo è generalmente più robusto in presenza di modi ravvicinati, basso rapporto segnale-rumore e input colorato – condizioni tipiche del monitoraggio di strutture reali. Entrambi i metodi sono impiegati nella versione implementata nel software commerciale S2-OMA [13]. L'identificazione di anomalie nella risposta strutturale sulla base delle variazioni osservate dei parametri modali è, invece, condotta attraverso il software commerciale dedicato S2-SHM [14] che estende le potenzialità dell'analisi modale output-only al monitoraggio strutturale in continuo attraverso una procedura consolidata di identificazione dinamica automatica che permette, tra l'altro, di seguire l'evoluzione dei parametri modali nel tempo; il software integra, inoltre, algoritmi di apprendimento automatico per la compensazione degli effetti delle variabili ambientali e operative sui parametri modali e per l'identificazione automatica delle anomalie.

3 IDENTIFICAZIONE DELLE CAUSE DI ECCESSIVE VIBRAZIONI

3.1 Il caso applicativo: lo Stadio Diego Armando Maradona di Napoli

La struttura oggetto di prova comprende la copertura e la gradinata del terzo anello dello Stadio Diego Armando Maradona di Napoli (Fig. 1), attualmente interdetta all'uso per problemi di eccessive vibrazioni in esercizio. La struttura in carpenteria metallica è sostenuta da 28 piloni di altezza 33.50 m, terminanti con mensole a sbalzo di 31.00 m e disposti radialmente lungo il perimetro dello stadio. La particolare configurazione strutturale rende la struttura suscettibile di eccessive vibrazioni in esercizio per effetto dei carichi dinamici indotti dagli occupanti. Una porzione rappresentativa della struttura è stata, pertanto, assoggetta a prova di identificazione dinamica ai fini dell'identificazione, a partire dai parametri modali fondamentali determinati, delle possibili cause di eccessive vibrazioni e come utile riferimento per la taratura del modello strutturale impiegato per la progettazione degli interventi di mitigazione.

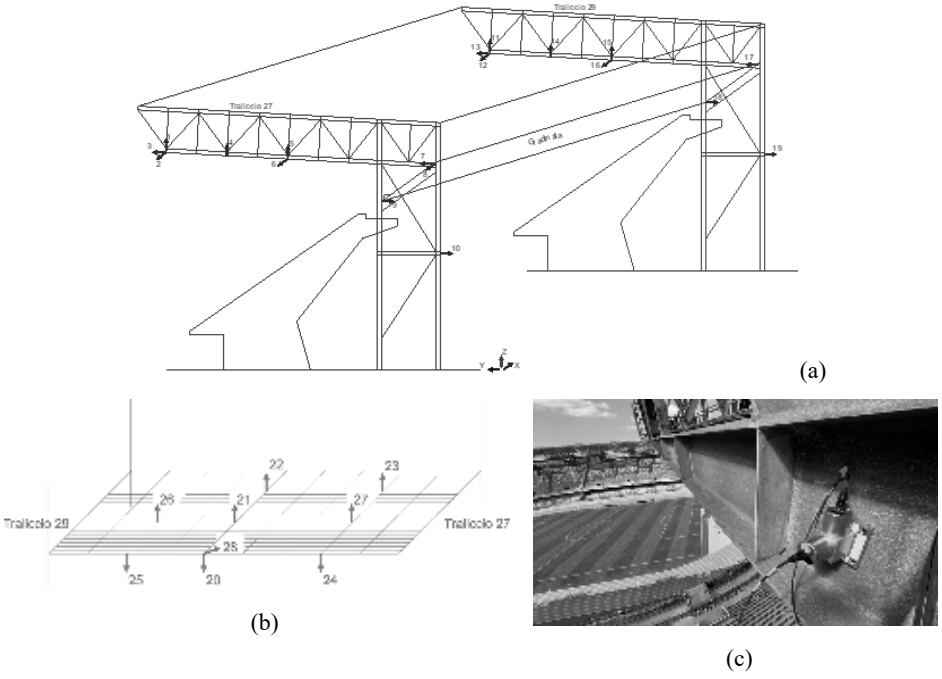


(a) (b)

Fig. 1. Stadio Diego Armando Maradona, Napoli: vista interna (a); vista esterna (b)

3.2 Layout di prova e strumentazione

Per la suddetta prova sono stati impiegati ventotto accelerometri piezoelettrici ceramici monoassiali ad elevata sensibilità e basso rumore di fondo, e un sistema di acquisizione a 24 bit di risoluzione con filtro anti-aliasing integrato. La risposta in accelerazioni è stata misurata applicando una frequenza di campionamento di 100 Hz.



(a)

(b)

(c)

Fig. 2. Disposizione dei sensori sui piloni 27 e 29 e sulle corrispondenti mensole terminali (a) e sulla gradinata (b); vista degli accelerometri installati (c)

La disposizione dei sensori adottata (Fig. 2) ha visto l'installazione in posizioni convenientemente definite di n. 19 accelerometri sui piloni 27 e 29 e sulle relative mensole, per la caratterizzazione della risposta degli elementi strutturali primari, e di 9 accelerometri sulla gradinata compresa tra i due piloni. Posizione e orientamento dei sensori sono stati definiti in maniera da garantire l'osservabilità dei modi di vibrazione attesi della struttura. La risposta strutturale all'eccitazione ambientale è stata acquisita per una durata complessiva di 3600 s. Prima di procedere alla stima dei parametri modali, le serie temporali sono state filtrate mediante un filtro passa-banda di tipo Butterworth del 6° ordine nell'intervallo 0.5–8.0 Hz e successivamente decimate. La frequenza di campionamento di 20 Hz ottenuta a valle della decimazione ha consentito di focalizzare l'analisi sui modi fondamentali della struttura.

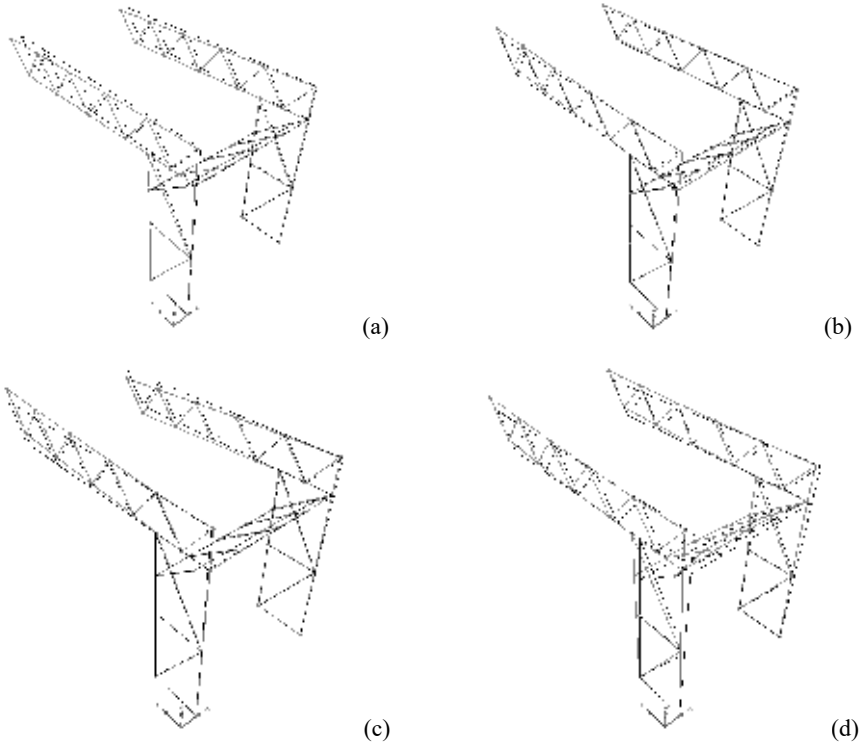
3.3 Risultati

L'analisi dei dati eseguita attraverso il software S2-OMA ha consentito l'identificazione di n. 7 modi della struttura (Tab. 1), le cui deformate modali associate sono schematicamente rappresentate in

Fig. 3. L'elevata correlazione tra i risultati ottenuti dai diversi metodi di analisi impiegati, come evidenziata anche dalla matrice CrossMAC riportata in Fig. 3h, ne attesta l'affidabilità.
Analizzando le deformate modali qualitative della struttura per i differenti modi di vibrare riportate in Fig. 3, si nota come i primi quattro modi di vibrare (da 1.36 a 2.46 Hz) siano modi globali della struttura, mentre i restanti tre (da 3.59 a 7.74 Hz) rappresentano modi locali della gradinata.
Confrontando le frequenze naturali ottenute dalla prova con gli intervalli di frequenze di eccitazione riportati al paragrafo 2 [1] dà conto di possibili fenomeni di risonanza innescati dall'interazione con gli occupanti. In particolare, la prossimità dell'eccitazione dinamica indotta dai tifosi della locale squadra di calcio alle frequenze fondamentali della struttura appare particolarmente evidente se si considera la frequenza dominante delle registrazioni analizzate in [15].

Tab. 1. Frequenze naturali e rapporti di smorzamento sperimentali

n. modo	f [Hz]	ξ [%]
1	1.36	1.1
2	1.47	2.1
3	2.21	2.3
4	2.46	1.9
5	3.59	1.8
6	6.32	0.9
7	7.74	0.5



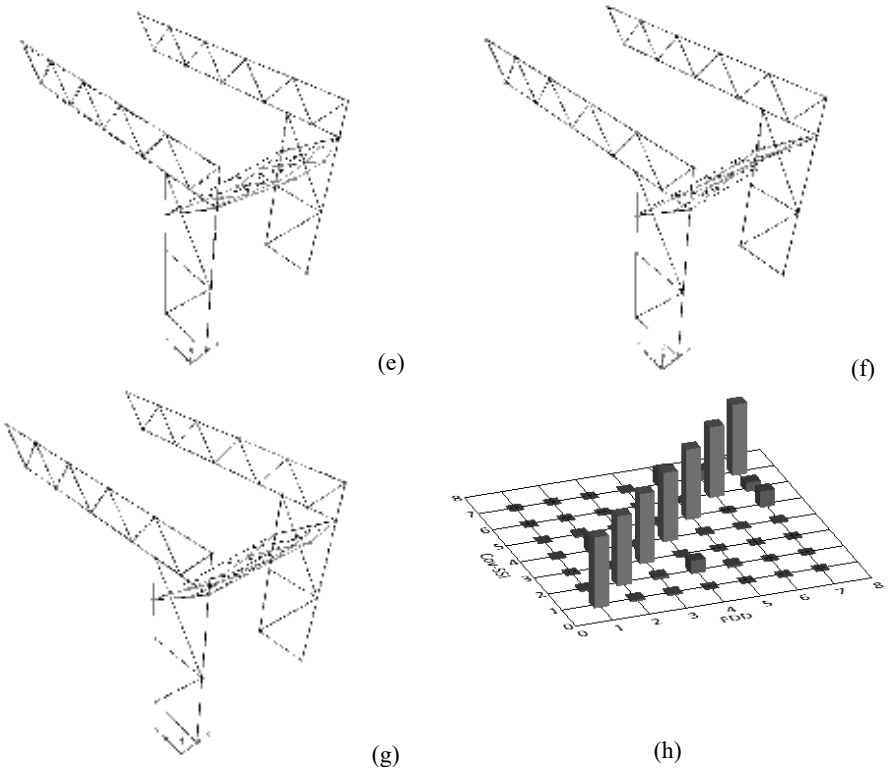


Fig. 3. Rappresentazione grafica delle forme modali: modo 1 (a); modo 2 (b); modo 3 (c); modo 4 (d); modo 5 (e); modo 6 (f); modo 7 (g); matrice dei CrossMAC (h)

4 IDENTIFICAZIONE DEL DANNO

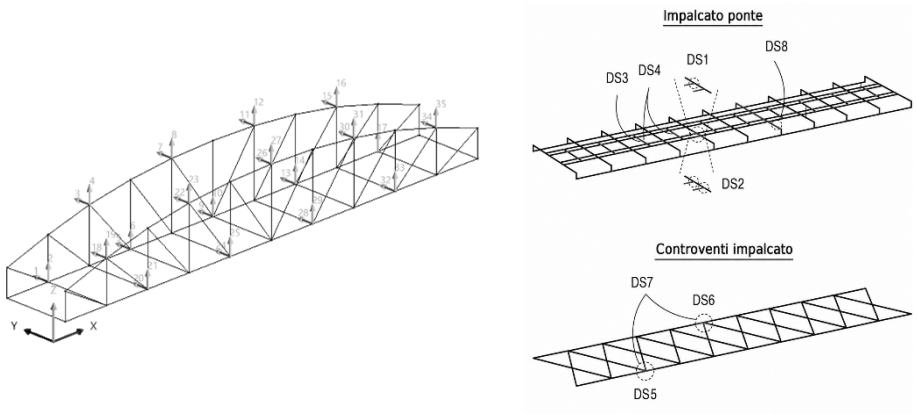
4.1 Il caso applicativo: Hell Bridge Test Arena

L'Hell Bridge Test Arena (HBTA) è un ponte ferroviario a traliccio in acciaio chiodato costruito nel 1902 e riconvertito nel 2016 in struttura di prova a scala reale per studi di monitoraggio strutturale i cui dati relativi sono reperibili in letteratura [6, 7]. Il sistema strutturale, semplicemente appoggiato (campata 35 m, larghezza 4.5 m, altezza 5.0 m), è comprende due strutture laterali a traliccio, un impalcato con travi longitudinali (stringers) collegate a travi trasversali (floor beams), e un sistema di controventi laterali. Il ponte è rappresentativo di numerose infrastrutture ferroviarie in acciaio ancora in esercizio, rendendo i risultati dello studio benchmark di interesse diretto per la pratica ingegneristica [6, 7].

4.2 Scenari di danno e disposizione dei sensori

Nel 2020 è stato condotto sull'HBTA un esteso studio sperimentale che ha fornito interessanti dati di benchmark per la validazione di approcci di monitoraggio strutturale di tipo data-driven. Partendo da una condizione di riferimento non danneggiata (UDS) del ponte, sono stati introdotti in modo controllato otto differenti stati di danno (DS1–DS8), selezionati sulla base di una revisione

sistematica dei casi di danno da fatica più frequenti nei ponti in acciaio [3]. Le quattro tipologie di danno considerate sono riportate per completezza anche in Tab. 2. Per ciascuno stato di danno applicato, la struttura è stata preventivamente riportata nello stato di riferimento non danneggiato prima di introdurre il danno successivo, garantendo in tal modo l'indipendenza delle misure [6, 7]. Il sistema di monitoraggio installato sull'HBTA è composto da 74 sensori suddivisi in tre gruppi: il Gruppo 1 (SG1, 40 accelerometri monoassiali) è impiegato per caratterizzare la risposta dell'impalcato in direzione verticale, formando una griglia densa su tutta la lunghezza del ponte; il Gruppo 2 (SG2, 18 accelerometri triassiali) vede sensori disposti sui tralicci laterali misurandone la risposta nelle direzioni laterale e verticale; il Gruppo 3 (SG3, 15 estensimetri a quarto di ponte) è impiegato per misurare la deformazione degli elementi strutturali primari. I dati sono stati acquisiti a 400 Hz e decimati a 100 Hz. L'eccitazione è stata artificialmente applicata considerando sia uno sweep sinusoidale (2–55 Hz) che un rumore bianco (1–100 Hz) [6, 7]. Le prove sono state condotte nelle medesime condizioni ambientali per escludere variabilità legate a temperatura e vento.
Il workflow di identificazione delle anomalie applicato attraverso il software S2-SHM ha previsto la definizione delle forme modali di riferimento della struttura non danneggiata (i), l'identificazione automatica dei parametri modali per ciascuna configurazione di danno (ii), e l'applicazione di un'opportuna strategia data-driven per l'individuazione del danno.



(a) (b)

Fig. 4. Hell Bridge Test Arena: rappresentazione schematica della geometria del ponte e della disposizione dei sensori (a); localizzazione dei differenti stati di danneggiamento (b) (adattato da [7]).

Tab. 2. Tipologie di danno (adattato da [7])

Tipo danno	Sigla	Stati	Probabilità
Non danneggiata	UDS	DS0, DS9	-
Conn. corrente–trave impalcato	DT1	DS1, DS2	Moderata
Traversino	DT2	DS3, DS4	Moderata
Conn. controvento laterale	DT3	DS5, DS6, DS7	Bassa
Conn. corrente–traliccio	DT4	DS8	Alta

4.3 Risultati

Per la presente applicazione sono stati analizzati i soli dati misurati dai sensori del Gruppo 2 installati sui tralicci laterali. A partire dall'analisi della struttura non danneggiata (DS0) sono state

individuate le forme modali dei modi fondamentali utilizzate, poi, come riferimento per il tracciamento dell'evoluzione temporale dei parametri modali nei diversi stati di danno considerati (DS1-DS8). I modi identificati in questa fase iniziale sono riportati in Tab. 3.

Tab. 3. Frequenze naturali e rapporti di smorzamento della struttura non danneggiata

n. modo	f [Hz]	ξ [%]	Descrizione modo
1	3.14	0.47	Flessione trasversale
2	6.85	1.73	Flessione verticale
3	7.38	0.67	Flessione tralicci laterali
4	9.40	0.18	Flessione tralicci laterali
5	12.82	0.22	Flessione tralicci laterali
6	18.28	0.23	Flessione tralicci laterali

Per ciascuna configurazione di danno, considerata la limitata durata delle serie temporali disponibili, sono state eseguite 14 analisi stimando automaticamente i parametri modali della struttura in termini di frequenze di vibrazione, rapporti di smorzamento e forme modali e accoppiandoli opportunamente ai modi di riferimento per rappresentarne l'evoluzione nel tempo. In Fig. 5 si riportano gli andamenti delle frequenze naturali relative ai primi sei modi di vibrazione della struttura. I riferimenti temporali dei grafici sono puramente indicativi, in quanto arbitrariamente definiti al fine di raggruppare le stime delle frequenze naturali corrispondenti a ciascuno stato di danno considerato.

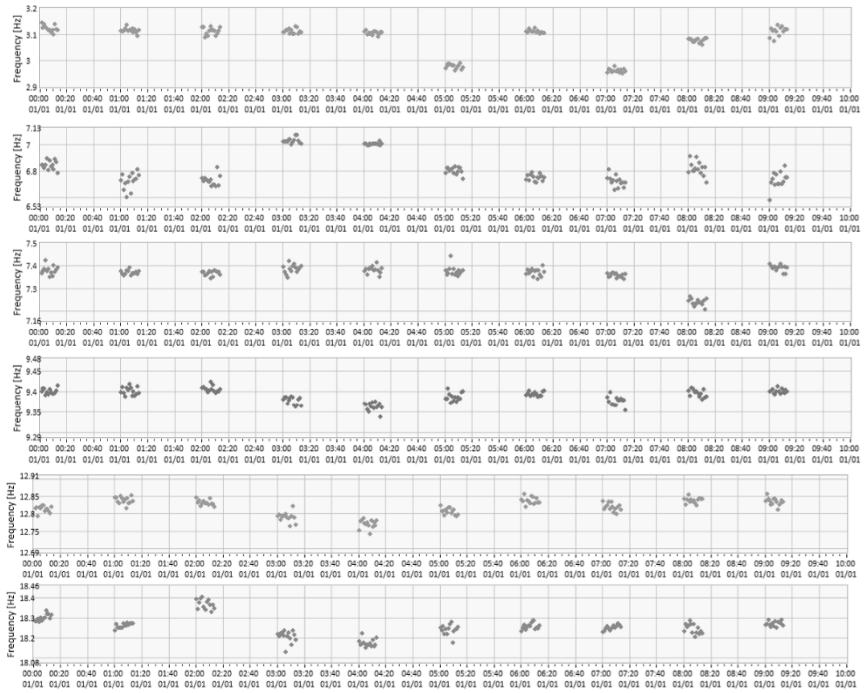


Fig. 5. Evoluzione delle frequenze naturali di vibrazione al variare dello stato della struttura (DS0-DS9): modo 1 (a); modo 2 (b); modo 3 (c); modo 4 (d); modo 5 (e); modo 6 (f)

Seppur nella limitata disponibilità di dati, è stato definito un modello statistico di riferimento per i dati raccolti nello stato di riferimento non danneggiato: tale modello ha consentito di delineare in maniera chiara le deviazioni dallo stato di riferimento della risposta strutturale corrispondenti ai diversi stati di danno considerati nella campagna sperimentale. Dalla carta di controllo in Fig. 6, in particolare, è possibile notare l'entità delle deviazioni associate ai diversi stati di danno considerati (DS1-DS8) nonché il ripristino dello stato di riferimento al termine della campagna sperimentale (DS9, corrispondente al ripristino dello stato non danneggiato della struttura).

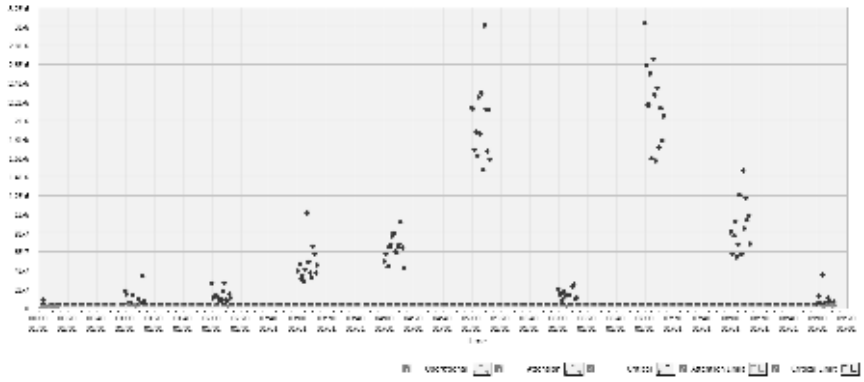


Fig. 6. Carta di controllo

5 CONCLUSIONI

Il presente articolo ha evidenziato il ruolo centrale dell'identificazione dinamica ouput-only quale strumento per l'individuazione di possibili cause di eccessive vibrazioni in esercizio, e di possibili fenomeni di danno o degrado. Nel primo caso applicativo considerato, riferito alla struttura in acciaio del terzo anello dello Stadio D.A. Maradona di Napoli, l'analisi condotta attraverso il software commerciale S2-OMA ha consentito l'identificazione dei modi fondamentali della struttura, evidenziando la possibile sovrapposizione tra le frequenze proprie della struttura e le frequenze caratteristiche delle azioni indotte dagli occupanti. I risultati ottenuti, inoltre, rappresentano un'utile base informativa per il raffinamento delle simulazioni numeriche finalizzate alla progettazione di possibili interventi di mitigazione delle vibrazioni. L'applicazione descritta, pertanto, costituisce un caso esplicativo di come l'analisi modale output-only possa essere utilmente impiegata come strumento non invasivo per la diagnosi e la risoluzione di problemi di vibrazione in strutture metalliche. Il secondo caso applicativo, riferito al ponte HBTA, ha evidenziato altresì le potenzialità dell'identificazione dinamica automatica e degli approcci data-driven per l'individuazione di stati di danno differenti a carico di un ponte a struttura metallica assoggettato a un'estesa campagna di prove dinamiche corrispondenti a differenti stati di danno applicati in maniera controllata. I due casi studio considerati, in definitiva, confermano come le tecniche di analisi impiegate, implementate in strumenti software professionali quali S2-OMA e S2-SHM, definiscano un approccio maturo ed efficace per affrontare, con rigore metodologico, problematiche dinamiche complesse su strutture in acciaio esistenti.

REFERENCES

[1] Racic V., Pavic A., Brownjohn J.M.W., Experimental identification and analytical modelling of human walking forces, Journal of Sound and Vibration, 326(1-2), 1–49, 2009

[2] Dallard P. et al., The London Millennium Footbridge, The Structural Engineer, 79(22), 17–33, 2001
[3] Haghani R., Al-Emrani M., Heshmati M., Fatigue-prone details in steel bridges, Buildings, 2(4), 456–476, 2012
[4] Sohn H., Effects of environmental and operational variability on structural health monitoring, Phil. Trans. R. Soc. A, 365, 539–560, 2007
[5] Sun L. et al., Review of bridge SHM aided by big data and artificial intelligence, Journal of Structural Engineering, 146(5), 04020073, 2020
[6] Svendsen B.T., Frøseth G.T., Øiseth O., Rønnquist A., A data set from an extensive experimental benchmark study of the HBTA Bridge subject to imposed damage, Journal of Structural Engineering, ASCE, 151(12), 04725004, 2025
[7] Svendsen B.T., Øiseth O., Frøseth G.T., Rønnquist A., A hybrid structural health monitoring approach for damage detection in steel bridges under simulated environmental conditions, Structural Health Monitoring, 22(1), 540–561, 2023
[8] Brincker R., Zhang L., Andersen P., Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition, Smart Materials and Structures, 10(3), 441–445, 2001.
[9] Maes K., Lombaert G., Monitoring railway bridge KW51 before, during, and after retrofitting, Journal of Bridge Engineering, 26(3), 04721001, 2021
[10] Leander J. et al., Dataset for damage detection from a monitored bridge pre and post verified damage, Data in Brief, 51, 109729, 2023
[11] Rainieri C., Fabbrocino G., Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures, Springer, New York, 2014
[12] Peeters B., De Roeck G., Stochastic system identification for operational modal analysis: a review, ASME J. of Dynamic Systems, Measurement and Control, 123(4), 659–667, 2001
[13] S2X S.r.l. S2-OMA User's manual. Campobasso, Italy, 2022 (Available online at: https://www.s2x.it/s2-oma/)
[14] S2X S.r.l. S2-SHM User's Manual. Campobasso, Italy, 2022 (Available online at: https://www.s2x.it/en/s2-shm/)
[15] Notarangelo M.A., Gargaro D., Sandoli A., Fabbrocino G., Prota A., Cosenza E., Manfredi G., Rainieri C. (2023). Monitoring the vibration response of the School of Engineering Main Building at University of Naples "Federico II" to an "earthquake of joy". In: Limongelli, M.P., Giordano, P.F., Quqa, S., Gentile, C., Cigada, A. (eds) Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures. EVACES 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 432. Springer, Cham.

KEYWORDS

Analisi modale output-only; monitoraggio strutturale; strutture in acciaio; vibrazioni; identificazione del danno.

ESTENSIONE DEI RAPPORTI DI FORMA PER IL PRE-DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DI TRAVI IN ACCIAIO: IL CASO DELLE SEZIONI COMPOSTE E AD H EUROPEE CON SVERGOLAMENTO IMPEDITO

EXTENSION OF SHAPE RATIOS FOR THE PRELIMINARY STRUCTURAL DESIGN OF STEEL BEAMS: THE CASE OF COMPOSITE BEAMS AND EUROPEAN H-SECTIONS WITH PREVENTED LATERAL-TORSIONAL BUCKLING

Gianmaria Di Lorenzo[1],
Aldo Milone[2]
University of Naples "Federico II"
Department of Structures for Engineering and Architecture
Naples, Italy
[1]gianmaria.dilorenzo@unina.it, [2]aldo.milone@unina.it

Raffaele Landolfo[3]
University of Naples "Federico II"
Department of Structures for Engineering and Architecture
Naples, Italy
[3]landolfo@unina.it

ABSTRACT

Structural pre-sizing, based on span-to-depth ratios, represents a key tool both in the conceptual design phase and in the validation of structural systems. Following the investigation carried out on IPE sections, this study extends the analysis to European wide-flange H-sections and composite steel–concrete beams assuming lateral-torsional buckling is prevented. A parametric approach was adopted to derive shape ratios as a function of the main geometric, mechanical, and loading variables influencing demand and capacity at both ultimate and serviceability limit states. The results, presented in tabular and graphical form, define optimal application ranges for the different beam typologies, highlighting their advantages and limitations compared to traditional solutions. The study demonstrates the usefulness of shape ratios not only in the conceptual design stage but also as a support tool for preliminary design, structural optimization, and parametric modeling with-in BIM environments, with potential developments in integration with artificial intelligence algorithms.

SOMMARIO

Il pre-dimensionamento strutturale, fondato sull'impiego dei rapporti di forma (*span-to-depth ratios*), costituisce uno strumento essenziale sia nella concezione sia nella validazione dei sistemi strutturali. A valle degli studi condotti sui profili ad ali strette europei (IPE), il presente lavoro estende l'indagine alle sezioni ad H europee (HE) e composte acciaio–calcestruzzo nell'ipotesi di svergolamento impedito. Attraverso un approccio parametrico, i rapporti di for-ma sono stati ricercati in funzione delle variabili geometriche, meccaniche e di carico che influenzano la domanda e la capacità agli stati limite ultimo ed esercizio. I risultati, organizzati in forma tabellare e grafica, permettono di definire intervalli ottimali di impiego delle diverse tipologie di travi, evidenziandone le potenzialità e i limiti rispetto alle soluzioni tradizionali. L'analisi mette in luce l'utilità dei rapporti di forma non solo nella fase di concezione, ma anche come strumento di supporto al progetto preliminare, all'ottimizzazione strutturale e alla modellazione parametrica in ambiente BIM, con possibili sviluppi nell'integrazione con algoritmi di intelligenza artificiale.

1 INTRODUZIONE

La concezione strutturale è la prima fase logica, tecnica e creativa nella definizione di un nuova costruzione. Come tutte le fasi successive – dal calcolo numerico alla verifica – essa necessita di un rigoroso approccio scientifico, nel quale il pre-dimensionamento degli elementi strutturali svolge un ruolo fondamentale, ponendosi immediatamente a valle della scelta del materiale (tecnologica) e dello schema resistente (tipologica) [1].

In tale contesto, i rapporti di forma (RDF), noti anche come "Depth-to-Span Ratios" (DRS), costituiscono strumenti sintetici ma efficaci per attribuire dimensioni iniziali alle membrature, senza eseguire alcuna modellazione o analisi strutturale. Benché recepiti a vario titolo a livello normativo – principalmente ai fini del controllo della performance in esercizio [[2][4]] – persistono ancora delle criticità nel loro utilizzo diffuso, e ciò principalmente con riferimento alle strutture in acciaio. Ciò discende dal fatto che tanto i valori riportati in letteratura scientifica [5], quanto quelli suggeriti nei manuali tecnici [[6]-[7]] sono tipicamente molto ampi, non differenziati tra membrature primarie e secondari e/o non riferiti alle soluzioni tecnologiche più recenti (ad es., acciai ad alta resistenza, sezioni ad ali larghe, profili alveolari) Tali criticità riducono l'affidabilità dei SDR disponibili e ne ostacolano l'efficace uso nel pre-dimensionamento di impalcati in acciaio.

In tal senso, il presente lavoro si pone l'obiettivo di fornire dei rapporti di forma razionali, completi e aggiornati per sezioni ad I ad ali larghe (profili HE) e per travi composte acciaio-calcestruzzo, nell'ipotesi di assenza di instabilità flesso-torsionale. Lo scopo è fornire valori dei rapporti di forma più completi e aggiornati, capaci di supportare il progettista nella concezione ed ottimizzazione strutturale attraverso il confronto speditivo di diverse alternative progettuali: materiale/grado dell'accio e tipi di sezioni.

Alla luce di ciò, questa memoria – che si pone in diretta continuità con una precedente investigazione parametrica degli Autori relativo alla definizione e sistematizzazione dei DRS per travi laminate a caldo a doppio T ad ali strette (IPE) [8] – è articolata in tre sezioni principali. Nella §2 sono richiamate le definizioni generali inerenti la teoria dei rapporti di forma, sulla cui base è sviluppato l'algoritmo di ricerca parametrico descritto nella §3. I risultati – relativi alle travi composte acciaio-cls realizzati con profili IPE ed alle travi HE-A per calpestii di copertura – sono infine presentati e discussi estesamente nella §4.

2 TEORIA DEI RAPPORTI DI FORMA: DEFINIZIONI GENERALI

Al fine di un rigoroso sviluppo di una teoria dei rapporti di forma, è in primo luogo necessario evidenziare come questi ultimi possano essere definiti a differenti scale. Si distinguono infatti, in

primo luogo, RDF globali e locali, a seconda che essi siano riferiti all'intero organismo strutturale ovvero ad un suo elemento costitutivo.
Nel caso di sistemi/elementi a sviluppo monodimensionali, di interesse per il presente lavoro, è possibile ulteriormente distinguere [1]:

- rapporti di forma longitudinali ($r_{hl} = h/L$) o Depth-to-Span Ratios "propriamente detti", i quali correlano l'altezza h della membratura alla sua luce L. Essi sono ad esempio impiegati nel predimensionamento di travi laminate a caldo per impalcati monodirezionali;
- rapporti di forma trasversali ($r_{hb} = h/b$), o "Depth-to-Width Ratios", che mettono in relazione altezza h e larghezza b della sezione, rilevanti ad esempio per le travi saldate a sezione aperta o a cassone. Tali rapporti, per inciso, trovano già applicazione normativa nello studio dei fenomeni di instabilità locale e globale [9], consentendo la distinzione dei profili a doppio T ad ali strette e larghe.

Il concetto di rapporto di forma è tuttavia applicabile, con le dovute precisazioni, anche ad elementi/sistemi bidimensionali (piastre, graticci, strutture reticolari) e alle strutture resistenti per forma, sia compresse che tese (archi, funi, tenso-strutture anche complesse).
Il lettore interessato può far riferimento a [[1], [5][6]] per maggiori dettagli, i quali esulano dallo scopo della presente memoria.

3 APPROCCIO PARAMETRICO DI STIMA DEI RAPPORTI DI FORMA

L'approccio proposto per la stima dei RDF è di tipo parametrico. Esso è articolato in sei fasi, di cui si riportano nel seguito i passaggi principali [8]:

- **FASE 1**: definizione del sistema strutturale di riferimento e dei parametri/grandezze costanti e variabili, di progetto;
- **FASE 2**: estrazione degli elementi trave dal sistema strutturale, attraverso un sub-assemblaggio con opportuna schematizzazione dei vincoli, modellazione delle azioni allo stato limite ultimo (SLU) e di esercizio (SLE);
- **FASE 3**: valutazione della domanda in termini di momento flettente massimo ($M_{Ed,max}$) e spostamento limite ($w_{d,lim}$)
- **FASE 4**: calcolo delle richieste teoriche in termini di modulo di resistenza (W^*_y) e di momento d'inerzia (I^*_y) uguagliando, per ciascuno stato limite, domanda con capacità;
- **FASE 5**: ricerca delle altezze di progetto allo stato limite ultimo ($h_{d,SLU}$) e di esercizio ($h_{d,SLE}$) attraverso delle funzioni di trasferimento;
- **FASE 6**: selezione dell'altezza finale di progetto (h_d), definita come la maggiore tra $h_{d,SLU}$ e $h_{d,SLE}$ e calcolo del RDF longitudinale ($r_{hL} = h_d/L$).

4 RISULTATI E DISCUSSIONE

4.1 Travi composte acciaio-calcestruzzo con profili IPE

I risultati dello studio parametrico articolato come descritto nella sezione precedente sono sintetizzati nelle Tab. 1-Tab**. 2** in termini di inversi dei rapporti di forma r_{hL}^{-1} per travi secondarie e principali, rispettivamente (profili di tipo IPE, sezione composta acciaio-cls). Tali rapporti sono stati ottenuti tramite calcolo analitico e validati tramite software di calcolo di comprovata affidabilità.
È interessante in primo luogo notare come, per il caso delle travi secondarie, la scelta del grado dell'acciaio appaia sostanzialmente ininfluente sui risultati, in quanto – com'è tipico [6] – la scelta progettuale risulta governata da problemi di deformabilità allo stato limite di esercizio (SLE). Al contrario, i rapporti di forma inerenti le travi principali appaiono più gravosi e decisamente più

sensibili alla scelta tecnologica, con riduzioni delle altezze necessarie dei profili dal 5% al 19%. Tale variazione – più marcata per luci medio-basse – è conseguenza dell'influenza determinante delle verifiche di resistenza allo stato limite ultimo (SLU), pur in assenza di fenomeni instabili (vedasi **Tab. 2**, valori evidenziati in rosso). L'efficacia del sistema di connessione è ben evidenziata dal confronto tra i risultati ottenuti in condizione di connessione completa ("full connection", con la sezione che esplica la massima azione composta in ideale assenza di scorrimenti tra la parte metallica e la parte in calcestruzzo) e la condizione di connessione parziale (scorrimenti non totalmente impediti, con conseguente perdita di rigidezza e resistenza, assunta rispettivamente pari al 30% e 20% rispetto ai valori di full connection [10]). Le altezze di trave necessarie infatti risultano superiori del 10 ÷ 28% in assenza di connessione totale, con un incremento medio del 13% su tutti i casi analizzati. Più in generale, osservando l'andamento degli inversi dei rapporti di forma è possibile osservare come tanto la teoria delle proporzioni – la quale assume un RDF costante all'aumentare della luce – quanto la legge galileiana del "Cubo Quadrato" (LCQ) [11] – in accordo alla quale i RDF diventano via via più gravosi all'aumentare di L – non siano razionalmente applicabili al pre-dimensionamento delle strutture in acciaio. Difatti, in tutti i casi analizzati, i valori di $r_{hL^{-1}}$ tendono a crescere con la lunghezza delle membrature, comportando l'utilizzo di membrature via via più snelle anziché tozze come sostenuto da Galileo Galilei. Ciò deriva in effetti dalle diverse ipotesi assunte in termini di carichi, in quanto la LCQ risulta formulata per elementi inflessi soggetti al solo peso proprio, comportando un aggravio di carichi all'aumentare delle dimensioni degli stessi. Al contrario, per impalcati in acciaio come quelli investigati, il carico applicato è sostanzialmente costante, in quanto governato dalla stratigrafia del solaio e dall'affollamento piuttosto che dal peso proprio delle travi stesse.

4.2 Travi di calpestio e copertura con profili HE-A

Dopo aver esaminato il caso delle sezioni composte con travi di tipo IPE, si è proceduto a fornire una stima dei rapporti di forma anche per sezioni HE-A per impalcati di calpestio ovvero per impalcati di copertura (considerando reagente il solo profilo metallico, con il solaio schematizzato quale solo carico permanente). Anche in questo caso si è fatto riferimento tanto al calcolo analitico quanto alla validazione attraverso software di nota affidabilità.
La scelta di investigare tali tipologie di profili deriva dall'evidenza che, tra i profili ad ali larghe, la soluzione alleggerita HE-A è la più efficiente flessionalmente se rapportata al suo peso [12].
I risultati in termini di RDF inversi sono sintetizzati nelle Tab. 3Tab**. 6** al variare di *i*) interasse tra le travi, *ii*) luci, *iii*) grado dell'acciaio e *iv*) schema considerato (appoggiato ovvero continuo/semicontinuo).
Sulla base di quanto ottenuto, è possibile fare le seguenti considerazioni:

- *i)* A parità di luci da coprire, le sezioni HE-A necessitano di sezioni lievemente più alte rispetto ai profili IPE, qualora si trascuri l'azione composta con la soletta sovrastante. Al contrario, come mostrato in [8], la situazione è invece più favorevole considerando la sola parte metallica;
- *ii)* Anche in questo caso il grado dell'acciaio ha un'influenza moderata sui risultati, e ciò specialmente nel caso delle travi di copertura, le quali risultano sostanzialmente sempre governate da problemi di deformabilità;
- *iii)* A differenza di quanto accade per i profili IPE, l'andamento dei rapporti di forma all'aumentare della luce non è monotono, e ciò è una conseguenza – come si discuterà meglio nel seguito – della diversa legge di crescita dei rapporti h/b per i profili ad ali larghe rispetto a quelli ad ali strette [12];
- *iv)* L'impiego di uno schema continuo/semicontinuo consente – in media – l'impiego di profili mediamente più piccoli del 16 ÷ 19% rispetto ai casi con schema appoggiato.

Tab. 1. Inversi dei rapporti di forma ottenuti per travi secondarie composte acciaio-calcestruzzo realizzate con profili IPE (in rosso i casi governati dallo SLU).

Gerarchia elemento	**Travi secondarie composte a connessione completa**														
Interasse i_T (m)	1					2					3				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L (m)	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	49	53	58	61	63	36	36	39	40	41	28	30	32	32	33
$5m \le L < 7m$	44	44	44	44	44	33	33	33	33	33	28	29	29	29	29
$7m \le L < 10m$	41	41	41	41	41	33	33	33	33	33	28	29	29	29	29
$10m \le L < 15m$	40	40	40	40	40	33	33	33	33	33	29	29	29	29	29
$15m \le L < 20m$	39	39	39	39	39	32	32	32	32	32	29	29	29	29	29
Gerarchia elemento	**Travi secondarie composte a connessione parziale***														
Interasse i_T (m)	1					2					3				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L(m)	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	43	45	49	51	53	30	32	32	32	32	25	27	26	27	27
$5m \le L < 7m$	38	38	38	38	38	30	30	30	30	30	25	26	26	26	26
$7m \le L < 10m$	37	37	37	37	37	29	29	29	29	29	25	26	26	26	26
$10m \le L < 15m$	36	36	36	36	36	29	29	29	29	29	26	26	26	26	26
$15m \le L < 20m$	35	35	35	35	35	29	29	29	29	29	26	26	26	26	26

$$W_{pl,y} = 0.8 \cdot W_{pl.id,y} \quad I_y = 0.7 \cdot I_{id,y}$$

Tab. 2. Inversi dei rapporti di forma ottenuti per travi principali composte acciaio-calcestruzzo realizzate con profili IPE (in rosso i casi governati dallo SLU).

Gerarchia elemento	**Travi principali composte a connessione completa**														
Interasse i_T (m)	4					6					8				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L (m)	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	24	26	28	28	28	20	21	23	23	23	17	18	21	21	21
$5m \le L < 7m$	24	26	26	26	26	20	22	23	23	23	17	19	21	21	21
$7m \le L < 10m$	25	26	26	26	26	20	22	23	23	23	18	19	21	21	21
$10m \le L < 15m$	25	26	26	26	26	21	23	23	23	23	19	20	21	21	21
$15m \le L < 20m$	26	26	26	26	26	22	23	23	23	23	19	21	21	21	21
Gerarchia elemento	**Travi principali composte a connessione parziale***														
Interasse i_T (m)	4					6					8				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L(m)	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	22	23	24	24	24	18	19	21	21	21	15	16	19	19	19
$5m \le L < 7m$	22	23	23	23	23	18	19	20	20	20	16	17	18	18	18
$7m \le L < 10m$	22	23	23	23	23	18	20	20	20	20	16	17	19	19	19
$10m \le L < 15m$	23	23	23	23	23	19	20	20	20	20	17	18	19	19	19
$15m \le L < 20m$	23	23	23	23	23	20	21	21	21	21	17	19	19	19	19

$$W_{pl,y} = 0.8 \cdot W_{pl.id,y} \quad I_y = 0.7 \cdot I_{id,y}$$

Tab. 3. Inversi dei rapporti di forma ottenuti per travi secondarie e principali di calpestio realizzate con profili HE-A (schema semplicemente appoggiato).

Gerarchia elemento	**Travi secondarie di calpestio a schema appoggiato**														
Interasse i_T (m)	1					2					3				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L (m)	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	27	27	27	27	27	25	25	25	25	25	23	23	23	23	23
$5m \le L < 7m$	34	34	34	34	34	29	29	29	29	29	26	26	26	26	26
$7m \le L < 10m$	37	37	37	37	37	31	31	31	31	31	28	28	28	28	28
$10m \le L < 15m$	39	39	39	39	39	31	31	31	31	31	27	27	27	27	27
$15m \le L < 20m$	37	37	37	37	37	30	30	30	30	30	26	26	26	26	26
Gerarchia elemento	**Travi principali di calpestio a schema appoggiato**														
Interasse i_T (m)	4					6					8				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L (m)	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	22	22	22	22	22	20	20	20	20	20	18	18	18	18	18
$5m \le L < 7m$	24	24	24	24	24	21	22	22	22	22	18	20	20	20	20
$7m \le L < 10m$	25	25	25	25	25	21	22	22	22	22	18	19	20	20	20
$10m \le L < 15m$	25	25	25	25	25	20	21	21	21	21	17	18	19	19	19
$15m \le L < 20m$	23	24	24	24	24	18	20	20	20	20	15	17	18	18	18

Tab. 4. Inversi dei rapporti di forma ottenuti per travi secondarie e principali di calpestio realizzate con profili HE-A (schema continuo/semicontinuo).

Gerarchia elemento	**Travi secondarie di calpestio a schema continuo/semicontinuo**														
Interasse i_T (m)	1					2					3				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L (m)	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	30	30	30	30	30	27	27	27	27	27	26	26	26	26	26
$5m \le L < 7m$	38	38	38	38	38	34	34	34	34	34	31	31	31	31	31
$7m \le L < 10m$	45	45	45	45	45	38	38	38	38	38	34	34	34	34	34
$10m \le L < 15m$	48	48	48	48	48	40	40	40	40	40	34	35	35	35	35
$15m \le L < 20m$	48	48	48	48	48	39	39	39	39	39	33	34	34	34	34
Gerarchia elemento	**Travi principali di calpestio a schema continuo/semicontinuo**														
Interasse i_T (m)	4					6					8				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L (m)	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	25	25	25	25	25	23	23	23	23	23	21	22	22	22	22
$5m \le L < 7m$	29	29	29	29	29	25	26	26	26	26	21	23	24	24	24
$7m \le L < 10m$	30	31	31	31	31	25	27	28	28	28	21	23	25	25	25
$10m \le L < 15m$	30	32	32	32	32	24	26	28	28	28	20	22	25	25	25
$15m \le L < 20m$	28	31	31	31	31	22	25	27	27	27	19	21	24	24	24

Tab. 5. Inversi dei rapporti di forma ottenuti per travi secondarie e principali di copertura realizzate con profili HE-A (schema semplicemente appoggiato).

Gerarchia elemento	**Travi secondarie di copertura a schema appoggiato**														
Interasse i_T (m)	1					2					3				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L (m)	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	34	34	34	34	34	31	31	31	31	31	29	29	29	29	29
$5m \le L < 7m$	42	42	42	42	42	39	39	39	39	39	36	36	36	36	36
$7m \le L < 10m$	50	50	50	50	50	45	45	45	45	45	41	41	41	41	41
$10m \le L < 15m$	54	54	54	54	54	47	47	47	47	47	43	43	43	43	43
$15m \le L < 20m$	53	53	53	53	53	47	47	47	47	47	42	42	42	42	42
Gerarchia elemento	**Travi principali di copertura a schema appoggiato**														
Interasse i_T (m)	4					6					8				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L (m)	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	28	28	28	28	28	26	26	26	26	26	25	25	25	25	25
$5m \le L < 7m$	35	35	35	35	35	32	32	32	32	32	30	30	30	30	30
$7m \le L < 10m$	39	39	39	39	39	35	35	35	35	35	33	33	33	33	33
$10m \le L < 15m$	40	40	40	40	40	36	36	36	36	36	33	33	33	33	33
$15m \le L < 20m$	39	39	39	39	39	35	35	35	35	35	32	32	32	32	32

Tab. 6. Inversi dei rapporti di forma ottenuti per travi secondarie e principali di copertura realizzate con profili HE-A (schema continuo/semicontinuo).

Gerarchia elemento	**Travi secondarie di copertura a schema continuo/semicontinuo**														
Interasse i_T (m)	1					2					3				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L (m)	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$	$r_{hL_Ts}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	36	36	36	36	36	34	34	34	34	34	32	32	32	32	32
$5m \le L < 7m$	47	47	47	47	47	43	43	43	43	43	41	41	41	41	41
$7m \le L < 10m$	57	57	57	57	57	52	52	52	52	52	49	49	49	49	49
$10m \le L < 15m$	64	64	64	64	64	58	58	58	58	58	53	53	53	53	53
$15m \le L < 20m$	66	66	66	66	66	59	59	59	59	59	54	54	54	54	54
Gerarchia elemento	**Travi principali di copertura a schema continuo/semicontinuo**														
Interasse i_T (m)	4					6					8				
Grado SX (MPa)	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460	S235	S275	S355	S420	S460
Luce L (m)	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$	$r_{hL_Tp}^{-1}$
$3m \le L < 5m$	31	31	31	31	31	29	29	29	29	29	28	28	28	28	28
$5m \le L < 7m$	39	39	39	39	39	37	37	37	37	37	35	35	35	35	35
$7m \le L < 10m$	46	46	46	46	46	42	42	42	42	42	39	39	39	39	39
$10m \le L < 15m$	50	50	50	50	50	45	45	45	45	45	41	41	41	41	41
$15m \le L < 20m$	50	50	50	50	50	45	45	45	45	45	41	41	41	41	41

Come si può osservare, i rapporti di forma ottenuti per i profili HE-A risultano meno gravosi rispetto ai profili IPE in assenza di azione composta. Ciò dipende dalla diversa legge di crescita del rapporto h/b di profili IPE (meno che lineare [8]) rispetto a quelli HE (lineare fino a b = 300 mm, oltre la quale b è costante [8]). Per questi ultimi, in caso di h > 300 mm, si ha la sola crescita di altezza e spessori, cui conseguono RDF ad andamento asintotico. Tale risultato è comune alle sezioni composte per l'influenza – in termini di resistenza, rigidezza, peso – della soletta superiore.

4.3 Studio comparativo preliminare

Si utilizzano nel seguito a titolo esemplificativo le tabelle di pre-dimensionamento precedentemente derivate ai fini della scelta ottimale del grado dell'acciaio e del tipo di profilo.
Come si osserva in Fig. 1, in base al tipo di funzione obiettivo adottata nello studio di ottimizzazione (peso o ingombro in altezza dell'impalcato) è possibile, in primo luogo, comprendere il vantaggio nell'utilizzo di acciai ad alta resistenza. Con riferimento al caso in esame, passando da un grado S275 ad un S355 (alternativa II), è possibile ridurre l'altezza delle travi principali del 10%. Una riduzione più modesta si osserva invece in termini di peso (≈7%). Inoltre – assumendo quale benchmark la soluzione con travi IPE in acciaio S275 (alternativa I) – l'analisi dei risultati evidenzia che la soluzione ottimale sia quella composta acciaio-calcestruzzo (alternativa III), che consente una riduzione di circa il 30% del peso dell'acciaio da carpenteria utilizzato per l'impalcato. Tale soluzione consente inoltre di limitare l'ingombro delle strutture orizzontali, riducendo l'altezza delle travi principali del 20% rispetto alla alternativa I "full steel". La soluzione con profili ad ali larghe (alternativa IV), nonostante l'impiego della serie alleggerita HE-A, risulta essere la più pesante (circa il 40% in più rispetto alla soluzione con IPE S275). Di contro, l'impiego dei profili ad ali larghe riduce l'ingombro dell'impalcato di circa il 22% rispetto al benchmark.

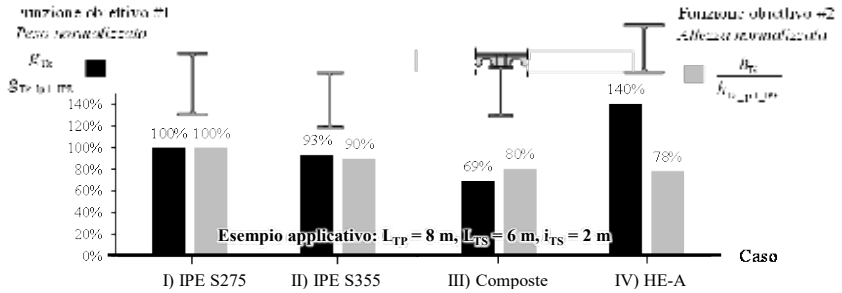


Fig. 1. Analisi comparativa per un caso studio rappresentativo basata sui rapporti di forma.

5 CONCLUSIONI

Il presente studio ha costituito la naturale prosecuzione della ricerca condotta dagli Autori sui profili a doppio T ad ali strette Europei di tipo IPE, estendendo l'analisi dei rapporti di forma alle sezioni ad ali larghe HE ed alle travi composte acciaio-calcestruzzo, nell'ipotesi di svergolamento impedito. Sulla base di tutto quanto sopra riportato, si conclude quanto segue:

- Nel presente lavoro è stata applicata una metodologia parametrica per l'analisi dei rapporti di forma in impalcati in acciaio, disaggregando i dati in funzione della tipologia di profilo, del grado di acciaio, delle condizioni di vincolo e delle caratteristiche dei solai;
- I risultati mostrano come i rapporti di forma ottenuti possano essere utilizzati in modo semplice e affidabile per il pre-dimensionamento di impalcati di calpestio e copertura in acciaio e compositi di edifici multipiano residenziali/direzionali ovvero monopiano di luce moderata.

- I rapporti di forma si prestano efficacemente anche a valutazioni speditive, volte ad individuare soluzioni strutturali efficienti dal punto di vista prestazionale ed economico.
- Tra i limiti dell'approccio proposto va richiamata l'ipotesi di trascurare i fenomeni di instabilità flesso–torsionale. Studi futuri verranno condotti per ovviare a tale semplificazione.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare il progetto DPC-ReLUIS 2024-2026 che ha ispirato e finanziato lo studio presentato in questa memoria.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

[1] Landolfo, R., Di Lorenzo, G., Portioli, F., Terracciano, G., 2021. Conceptual design of steel structures (Chap. 10). In: Mezzina, M. (Ed.), Fundamentals of Structural Engineering, 2nd ed. CittàStudi, Milan, pp. 493–545. ISBN 978-88-251-7437-3 [in Italian].

[2] European Committee for Standardization (CEN), 2023. EN 1992-1-1: Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. CEN, Brussels.

[3] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2024. LRFD Bridge Design Specifications, 10th ed. AASHTO, Washington, DC. ISBN 978-1-56051-828-0.

[4] National Research Council (CNR), 2015. Guidelines for the assessment of the structural safety of masonry road bridges (CNR-DT 213/2015). Rome [in Italian].

[5] Schodek, D.L., Bechthold, M., 2014. Structures. 7th ed. Pearson Education, Harlow, UK. ISBN 978-0-13-255913-3.

[6] Ballio, G., Mazzolani, F.M., Bernuzzi, C., Landolfo, R., 2020. Steel structures: theory and design. Hoepli, Milan. ISBN 978-88-203-9180-5 [in Italian].

[7] ArcelorMittal, Peiner Träger, Corus, 2008. Steel buildings in Europe: design guides for single-storey and multi-storey steel buildings (project SECHALO RFS2-CT-2008-0030). Prepared by CTICM and SCI under the Steel Alliance. Constructalia. https://constructalia.arcelormittal.com/en/library/steel-buildings-in-europe-design-guides (accessed 28 Aug 2025).

[8] Di Lorenzo G., Formisano A., Terracciano G., Landolfo R. Span-depth ratios for the preliminary structural sizing of steel beams: the case of European hot-rolled I sections without lateral-torsional buckling. *Engineering Structures*. 2025.

[9] Ministry for Infrastructures and Transportation (MIT), 2018. DM 17/01/2018 – Update of "Technical Specifications for Constructions" (NTC 2018). Rome [in Italian].

[10] Nie JG, Cai CS. Steel–concrete composite beams considering shear slip effects. J Struct Eng. 2003;129(4):495–506. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:4(495).

[11] Galilei, G., 1954. Dialogues Concerning Two New Sciences. Translated by H. Crew and A. de Salvio. Dover Publications, New York. ISBN 978-0-486-60099-4. (Original work published 1638).

[12] Di Lorenzo, G., Formisano, A., Landolfo, R., 2017. On the origin of I beams and quick analysis on the structural efficiency of hot-rolled steel members. The Open Civil Engineering Journal 11 (Suppl-1, M3), 332–344. https://doi.org/10.2174/1874149501711010332.

KEYWORDS

Pre-dimensionamento, rapporto altezza-luce, concezione strutturale, parametri indice, progettazione parametrica, ottimizzazione strutturale.

FUOCO

FIRE

PRESTAZIONI TERMICHE DI MATERIALI PROTETTIVI ANTINCENDIO REATTIVI E NON REATTIVI IN REGIMI DI RISCALDAMENTO NON STANDARD: UNO STUDIO PARAMETRICO SPERIMENTALE

THERMAL PERFORMANCE OF REACTIVE AND NON-REACTIVE FIRE PROTECTIVE MATERIALS UNDER NON-STANDARD HEATING REGIMES: AN EXPERIMENTAL PARAMETRIC STUDY

Antonio Cibelli, Donatella de Silva, Emidio Nigro
University of Naples 'Federico II'
Department of Structures for Engineering and Architecture
Naples, Italy
antonio.cibelli@unina.it

ABSTRACT

In civil engineering, passive fire protection is widely adopted to mitigate the mechanical degradation of steel structures exposed to high temperatures. Modern performance-based design codes enable the simulation of realistic fire scenarios, but this requires an accurate thermo-physical characterization of protective materials at elevated temperatures. This paper presents an experimental parametric study using cone calorimeter tests to evaluate the protective performance of four passive fire protection systems: gypsum-based boards, cement-based boards, lightweight gypsum-based sprayed fire-resistant materials (SFRM), and water-based intumescent coatings. The macroscale thermal response was correlated with microscale chemo-physical investigations (TGA, DSC, SEM, FT-IR, XRD). The results justify the use of a scenario-independent thermal conductivity for boards and intumescent coatings beyond their activation temperature, whereas for the sprayed plaster, the effective thermal conductivity remains highly dependent on external boundary conditions and section factors.

SOMMARIO

Nell'ingegneria civile, i sistemi di protezione passiva sono ampiamente utilizzati per limitare il decadimento delle proprietà meccaniche delle strutture in acciaio esposte alle alte temperature. L'approccio prestazionale (*performance-based design*) introdotto dalle moderne normative consente di

modellare scenari d'incendio reali, richiedendo tuttavia una caratterizzazione termo-fisica accurata dei protettivi esposti alle alte temperature. Questo lavoro presenta uno studio sperimentale parametrico condotto tramite prove al cono calorimetrico per valutare l'efficacia protettiva di quattro sistemi: lastre a base gesso, lastre a base cemento, intonaci spruzzati alleggeriti a base gesso (SFRM) e vernici intumescenti all'acqua. La risposta termica alla macroscala è stata interpretata alla luce di indagini chimico-fisiche alla microscala (TGA, DSC, SEM, FT-IR, XRD). I risultati giustificano l'impiego di una conducibilità termica efficace indipendente dallo scenario per lastre e vernici (se esposte a temperature maggiori della temperatura di attivazione), mentre per l'intonaco spruzzato la conducibilità rimane fortemente influenzata dalle condizioni al contorno e dal fattore di sezione.

1 INTRODUZIONE

L'elevata conducibilità termica dell'acciaio, unita a fattori di sezione (*A/V*) tipicamente alti nei profili strutturali, rende le strutture metalliche particolarmente vulnerabili all'azione dell'incendio. Durante l'esposizione termica, la perdita di resistenza e rigidezza del materiale può compromettere rapidamente la stabilità globale e l'integrità del sistema costruttivo. Di conseguenza, l'applicazione di sistemi di protezione passiva è essenziale per ritardare il riscaldamento degli elementi strutturali e garantire la sicurezza degli occupanti e delle squadre di soccorso [1, 2].

Nel panorama dei protettivi passivi si distinguono due macro-categorie: (i) sistemi non reattivi: caratterizzati da una conducibilità termica stabile o gradualmente variabile (es. lastre in cartongesso o silicato, intonaci spruzzati (Sprayed Fire Resistant Materials - SFRM); (ii) sistemi reattivi: in grado di modificare la propria struttura chimico-fisica all'aumentare della temperatura (es. le vernici intumescenti, che espandono formando uno strato carbonioso isolante, cui ci si riferisce con il termine *char*).

Le moderne normative internazionali promuovono sempre più l'utilizzo dell'approccio prestazionale, basato sui principi della *Fire Safety Engineering* (FSE), in alternativa agli approcci prescrittivi tradizionali. Tuttavia, l'applicazione della FSE è spesso ostacolata dalla mancanza di database statistici e di correlazioni semplificate sulle proprietà termo-fisiche dei protettivi esposti a incendi naturali (regimi di riscaldamento non standard). Attualmente, gli Eurocodici non forniscono regole generali per progettare i sistemi passivi in presenza di curve naturali d'incendio [3, 4]. Il presente studio mira a contribuire a colmare questa lacuna, attraverso una campagna sperimentale parametrica standardizzata basata sull'utilizzo del cono calorimetrico (ISO 5660 [5]), applicato sia a materiali reattivi che non reattivi. I risultati macroscopici sono stati validati e integrati mediante indagini alla microscala per stabilire correlazioni affidabili tra la conducibilità termica efficace e i parametri di progettazione (spessore del protettivo, flusso termico incidente e fattore di sezione).

2 ATTIVITÀ SPERIMENTALE

2.1 Programma delle prove

La campagna sperimentale ha previsto l'analisi di quattro materiali protettivi rappresentativi delle soluzioni commerciali più diffuse:

- lastre tipo XS (a base gesso): spessore nominale 25 mm;
- lastre tipo H (a base cemento): spessore nominale 20 mm;
- intonaco spruzzato (SP): a base gesso alleggerito, testato negli spessori nominali di 15 e 25 mm;
- vernice intumescente all'acqua (IC): testata negli spessori nominali di 1000 e 1500 μm.

Per valutare l'influenza del fattore di sezione (*A/V*), i protettivi SP e IC sono stati applicati su piastre in acciaio caratterizzate da tre diversi valori di *A/V*: 250 m^{-1}, 125 m^{-1} e 67 m^{-1}. Le lastre rigide XS e H sono state invece testate accoppiate a un lamierino metallico da 1 mm per garantire stabilità e

uniformità nella lettura delle temperature. Ciascuna configurazione è stata testata sotto due diversi flussi termici radianti costanti: 50 kW/m² e 70 kW/m². Le prove sono state ripetute tre volte per garantire la riproducibilità del dato.

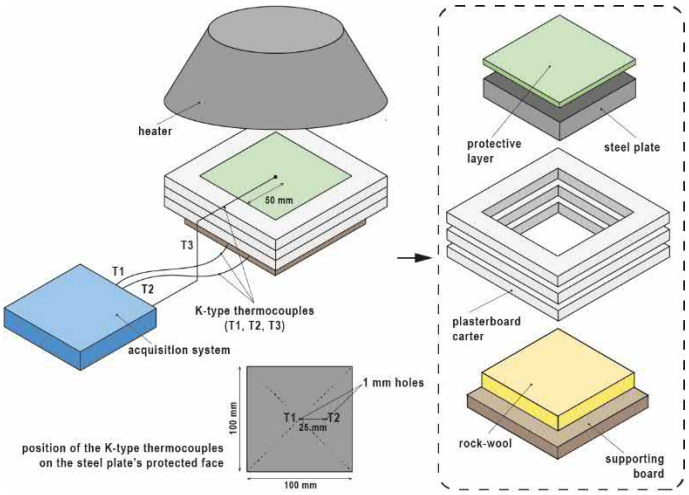


Fig. 1. Setup di prova e schema di strumentazione del provino

2.2 Setup e strumentazione dei campioni

I test sono stati eseguiti presso l'Università degli Studi di Napoli 'Federico II' utilizzando un *Dual Cone Calorimeter*, prodotto dalla Fire Testing Technology (FTT). Il riscaldatore conico (5000 W) consente di erogare flussi termici fino a 100 kW/m². I campioni, di dimensioni esposte pari a 100 mm x 100 mm, sono stati posizionati al di sotto del cono radiante a una distanza (d) di 25 mm per i materiali non reattivi e di 60 mm per la pittura intumescente, al fine di consentirne la libera espansione tridimensionale (Tab. 1).

La temperatura sulla faccia non esposta (i.e. protetta) della piastra in acciaio è stata monitorata tramite due termocoppie di tipo K (diametro 1 mm) inserite in appositi fori profondi 3 mm: una posizionata al centro del campione (T_1) e una a 25 mm dal centro (T_2). Una terza termocoppia (T_3) è stata collocata 1 mm sopra la superficie esposta del campione per registrare la temperatura dei gas adiacenti. Il portacampioni è stato isolato lateralmente e inferiormente con lana di roccia per minimizzare le perdite di calore perimetrali e garantire condizioni di flusso termico strettamente monodimensionale. Il setup di prova e lo schema di strumentazione del provino sono mostrati nelle Figg. 1 e 2.

Tab. 1. Sinossi del programma sperimentale

test ID	materiale	A/V [1/m]	d_p [mm]	$\dot{q}$ [kW/m^2]	d [mm]
steel_67_50	acciaio non protetto	67	-	50	25
steel_125_50	acciaio non protetto	125	-	50	25
steel_250_50	acciaio non protetto	250	-	50	25
steel_67_70	acciaio non protetto	67	-	70	25
steel_125_70	acciaio non protetto	125	-	70	25
steel_250_70	acciaio non protetto	250	-	70	25

XS_50	lastra a base gesso	-	25	50	25
XS_70	lastra a base gesso	-	25	70	25
H_50	lastra a base cemento	-	20	50	25
H_70	lastra a base cemento	-	20	70	25
SP_15_67_50	intonaco spruzzato	67	15	50	25
SP_15_125_50	intonaco spruzzato	125	15	50	25
SP_15_250_50	intonaco spruzzato	250	15	50	25
SP_15_67_70	intonaco spruzzato	67	15	70	25
SP_15_125_70	intonaco spruzzato	125	15	70	25
SP_15_250_70	intonaco spruzzato	250	15	70	25
SP_25_67_50	intonaco spruzzato	67	25	50	25
SP_25_125_50	intonaco spruzzato	125	25	50	25
SP_25_250_50	intonaco spruzzato	250	25	50	25
SP_25_67_70	intonaco spruzzato	67	25	70	25
SP_25_125_70	intonaco spruzzato	125	25	70	25
SP_25_250_70	intonaco spruzzato	250	25	70	25
IC_1000_67_50	vernice intumescente	67	1.0	50	60
IC_1000_125_50	vernice intumescente	125	1.0	50	60
IC_1000_250_50	vernice intumescente	250	1.0	50	60
IC_1000_67_70	vernice intumescente	67	1.0	70	60
IC_1000_125_70	vernice intumescente	125	1.0	70	60
IC_1000_250_70	vernice intumescente	250	1.0	70	60
IC_1500_67_50	vernice intumescente	67	1.5	50	60
IC_1500_125_50	vernice intumescente	125	1.5	50	60
IC_1500_250_50	vernice intumescente	250	1.5	50	60
IC_1500_67_70	vernice intumescente	67	1.5	70	60
IC_1500_125_70	vernice intumescente	125	1.5	70	60
IC_1500_250_70	vernice intumescente	250	1.5	70	60

2.3 Metodologia di calcolo della conducibilità efficace

La conducibilità termica efficace del materiale protettivo ($\lambda_{p,t}$) è stata determinata a ogni istante temporale t in conformità con le prescrizioni delle norme EN 13381-4 (per protettivi passivi) [6] ed EN 13381-8 (per protettivi reattivi) [7], applicando la seguente equazione di bilancio termico:

$$\lambda_{p,t}(t) = \left\{ \frac{\Delta\theta_{a,t} + [exp(10\,\phi) - 1]\Delta\theta_t}{\left(V/A_p\right)\left(1 + \phi/3\right)^{-1}\left(\theta_t - \theta_{a,t}\,\Delta t\right)} \right\} d_p\, c_a\, \rho_a \qquad (1)$$

dove: θ_t e $\theta_{a,t}$ sono rispettivamente la temperatura media dell'ambiente di prova e dell'acciaio al tempo t; $\Delta\theta_{a,t}$ e $\Delta\theta_t$ rappresentano gli incrementi di temperatura nell'intervallo di tempo Δt; A_p/V è il fattore di sezione del profilo protetto; d_p è lo spessore del materiale protettivo; c_a e ρ_a sono il calore specifico (funzione della temperatura) e la densità dell'acciaio (7850 kg/m^3).Il parametro adimensionale ϕ, che tiene conto della capacità termica dello strato protettivo rispetto a quella dell'acciaio, è definito come:

$$\varphi = \frac{c_p\,\rho_p}{c_a\,\rho_a}\,d_p\,\frac{A_p}{V} \tag{2}$$

Per la vernice intumescente, dato lo spessore estremamente ridotto del film secco applicato, il parametro ϕ assume valori trascurabili e può essere posto pari a zero.



Fig. 2a. mitigazione degli effetti di bordo



Fig. 2b. termocoppie tipo K sulla faccia inferiore



Fig. 2c. lana di roccia sulla faccia inferiore



Fig. 2d. piatto di supporto isolato

Fig. 2. Dettagli della strumentazione del provino

A causa della difficoltà di misurare direttamente la temperatura θ_t sulla superficie esposta durante il processo di rigonfiamento dell'intumescente, è stata adottata una temperatura equivalente dei gas basata sull'equazione di bilancio radiativo-convettivo calibrata sulle prove dei materiali non reattivi:

$$\varepsilon\,\sigma\,{\theta_t}^4 + h_c(\theta_t - \theta_\infty) = \dot{q}_e - \dot{q}_{loss} - \frac{\Delta\theta_t + \Delta\theta_a}{2\,\Delta t}\,\rho_p\,c_p\,d_p - \frac{\Delta\theta_a}{\Delta t}\,\rho_a\,c_a\,d_a \tag{3}$$

Assumendo l'emissività del materiale ε e il coefficiente di scambio termico convettivo h_c pari a 0.9 e 25 W/m^{2}K, rispettivamente, l'approccio analitico ha fornito un'ottima corrispondenza con i dati sperimentali, come mostrato in Fig. 3, consentendo di adottare valori costanti di θ_t stabilizzati pari a 634.55°C per l'esposizione a 50 kW/m^2 e 732.48°C per 70 kW/m^2.

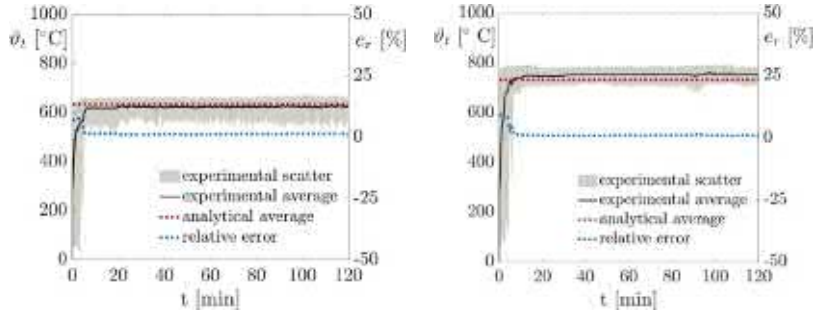


Fig. 3a. 50 kW/m^2 **Fig. 3b**. 70 kW/m^2

Fig. 3. Confronto tra la stima analitica della temperatura della faccia esposta e le misure sperimentali, considerando due valori di flusso termico incidente, 50 e 70 kW/m^2

Tab. 2. Confronto tra misure sperimentali e risultati numerici, riferiti a conduzione termica monodimensionale attraverso piastre in acciaio con flusso termico incidente pari a 50 kW/m^2

		sperimentale			numerico		
A/V **[1/m]**	**t [min]**	$\theta_{exp,min}$ **[°C]**	$\theta_{exp,max}$ **[°C]**	$\theta_{exp,avg}$ **[°C]**	θ_{num} **[°C]**	μ **[°C]**	σ **[%]**
250	5	561.2	576.2	569.3	566.0	567.7	0.3
	10	642.5	652.3	649.7	667.8	658.7	1.4
	15	659.1	674.5	665.9	683.2	674.5	1.3
	30	675.2	685.9	682.9	686.4	684.6	0.3
	45	680.7	692.3	689.6	686.0	687.8	0.3
	60	685.9	695.4	693.3	685.8	689.5	0.6
125	5	431.5	442.5	434.7	391.4	413.0	5.2
	10	603.2	613.5	608.3	567.8	588.0	3.5
	15	649.8	661.2	654.2	638.6	646.4	1.2
	30	675.0	691.5	689.3	684.5	686.9	0.4
	45	680.0	693.5	692.3	685.2	688.7	0.5
	60	686.0	695.7	693.3	686.7	690.0	0.5
67	5	272.5	280.0	278.9	249.7	264.3	5.5
	10	450.8	463.0	458.6	407.5	433.1	5.9
	15	559.1	570.3	561.0	515.2	538.1	4.3
	30	655.0	667.6	662.0	645.9	654.0	1.2
	45	674.4	687.3	683.4	676.5	680.0	0.5
	60	675.0	692.5	690.3	685.0	687.7	0.4

L'errore relativo tra la stima analitica della temperatura della faccia esposta (Eq. 3) e la rispettiva misura sperimentale, media rispetto al numero di test eseguiti, è calcolato come segue:

$$e_r(t)[\%] = \frac{1}{\theta_{analitica}}\left(\frac{\theta_{t,max} - \theta_{t,min}}{n}\right) x100 \tag{4}$$

ove $\theta_{t,max}$ e $\theta_{t,min}$ sono, rispettivamente, la temperatura massima e minima, misurate a 1 mm di distanza al di sopra della faccia esposta, all'istante di tempo t, mentre n è il numero di prove eseguite.

2.4 Validazione del setup sperimentale

Al fine di verificare l'effettiva monodimensionalità del flusso termico all'interno del setup di prova, sono state eseguite simulazioni numeriche ad elementi finiti tramite il software SAFIR [8] modellando piastre di acciaio non protette di spessore pari a 4, 8 e 15 mm sotto flussi di 50 e 70 kW/m^2. Il confronto tra le storie termiche sperimentali (medie delle letture di T_1 e T_2) e i risultati numerici ha evidenziato scarti estremamente ridotti (Fig. 4). Lo scostamento percentuale medio, espresso in termini di deviazione standard normalizzata rispetto alla media, è risultato compreso tra lo 0.2 e il 6.1%, per tutte le configurazioni investigate (vedi Tabb. 2 e 3). Questa evidenza quantitativa conferma l'adeguatezza del setup sperimentale nel riprodurre un fenomeno di conduzione puramente monodimensionale, escludendo effetti di bordo significativi.

Tab. 3. Confronto tra misure sperimentali e risultati numerici, riferiti a conduzione termica monodimensionale attraverso piastre in acciaio con flusso termico incidente pari a 70 kW/m^2

		sperimentale			numerico		
A/V [1/m]	t [min]	$\theta_{exp,min}$ [°C]	$\theta_{exp,max}$ [°C]	$\theta_{exp,avg}$ [°C]	θ_{num} [°C]	μ [°C]	σ [%]
250	5	680.4	696.3	689.8	686.6	688.2	0.2
	10	741.7	752.6	747.2	757.6	752.4	0.7
	15	755.5	764.8	760.3	785.9	773.1	1.7
	30	776.1	783.9	780.6	789.1	784.8	0.6
	45	782.3	789.5	786.9	792.1	789.5	0.3
	60	788.0	794.3	789.8	792.9	791.4	0.2
125	5	442.6	459.8	453.0	502.0	477.5	5.1
	10	652.9	670.4	661.3	690.0	619.7	2.1
	15	720.7	734.2	727.7	731.3	710.6	0.3
	30	770.3	781.5	774.0	784.2	779.1	0.7
	45	776.5	782.9	780.9	791.2	786.0	0.7
	60	779.7	785.6	783.0	793.0	788.0	0.6
67	5	352.8	378.5	366.6	324.6	345.6	6.1
	10	546.1	569.3	557.2	530.1	543.7	2.5
	15	650.2	661.9	656.1	640.0	648.1	1.2
	30	742.5	753.7	746.9	738.1	742.5	0.6
	45	759.5	779.7	770.0	775.9	772.9	0.4
	60	775.4	781.2	778.2	790.4	784.3	0.8

3 DISCUSSIONE DEI RISULTATI

3.1 Lastre a base gesso (XS) e cemento (H)

Le risposte termiche delle lastre XS (spessore 25 mm) e H (spessore 20 mm) evidenziano differenze sostanziali correlate alla natura chimica dei leganti (Fig. 5a). Le lastre a base gesso (XS) mostrano una capacità protettiva superiore, caratterizzata da un *plateau* termico prolungato a circa 100°C. Tale fenomeno è strettamente legato alla transizione di fase dell'umidità e dell'acqua chimicamente

legata. Sotto un flusso di 50 kW/m^2, i campioni XS mantengono la temperatura del supporto metallico al di sotto di 400°C per circa 90 minuti, mentre per le lastre H tale soglia viene raggiunta in circa 60 minuti (riduzione di circa il 33%).

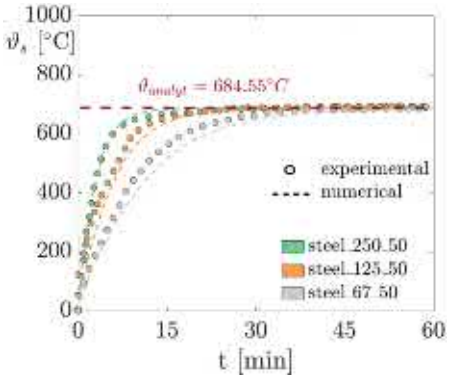


Fig. 4a. 50 kW/m^2

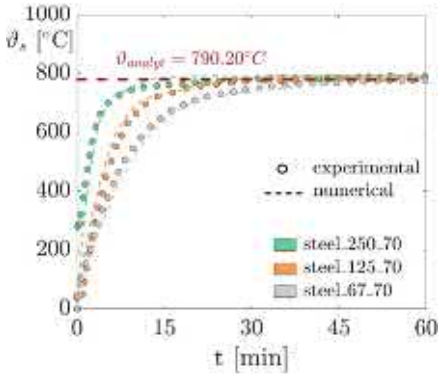


Fig. 4b. 70 kW/m^2

Fig. 4. Confronto tra le storie di temperature misurate sperimentalmente e quelle ottenute mediante simulazioni agli EF, considerando due valori di flusso termico incidente, 50 e 70 kW/m^2, su lastre in acciaio non protetto di spessore variabile

La conducibilità termica efficace ($\lambda_{p,t}$), calcolata mediante Eq. 1, si attesta per entrambi i materiali a circa 0.1 W/mK al di sotto dei 100°C, per poi stabilizzarsi intorno a 0.05 W/mK alle temperature più elevate (Fig. 5b). Ai fini della modellazione strutturale avanzata, questi risultati giustificano l'assunzione di un valore costante di conducibilità pari a 0.075 W/mK per l'intero transitorio. Si osserva inoltre che l'entità del flusso termico incidente non influenza significativamente la conducibilità efficace di questi due materiali, rendendoli di fatto indipendenti dal regime di riscaldamento. Le indagini termogravimetriche (TGA) e calorimetriche (DSC) eseguite sui materiali alla microscala confermano le osservazioni macroscopiche [9]. Le analisi TGA (Fig. 6) mostrano che la perdita di peso associata alla disidratazione è notevolmente più marcata nei campioni XS rispetto ai campioni H. Il gesso (solfato di calcio biidrato) subisce una disidratazione a stadi successivi rilasciando l'acqua di cristallizzazione attraverso reazioni fortemente endotermiche (calore latente totale sottratto pari a circa 670 J/g), che agiscono come un vero e proprio 'dissipatore termico'. Al contrario, i campioni a base cemento (H) presentano un contenuto d'acqua inferiore, rilasciato quasi interamente sotto forma di acqua libera al di sotto dei 150°C. L'effetto della velocità di riscaldamento (β) sulle temperature caratteristiche di decomposizione è illustrato in Fig. 7: all'aumentare di β, i picchi di perdita di peso si spostano verso temperature più elevate. Questo comportamento indica che l'adozione di proprietà termiche ricavate da prove standard (caratterizzate da velocità di riscaldamento inferiori rispetto a quelle di incendi naturali) risulta conservativa nei calcoli di verifica strutturale.

Per validare i risultati, le conducibilità termiche delle lastre XS e H sono state misurate anche in regime stazionario mediante prove di conducibilità secondo la tecnica del *guarded hot plate* (GHP). In Fig. 8 sono mostrati la macchina di prova (GHP 456 Titan®, prodotta da Netzsch) e lo schema di funzionamento della stessa. La prova di conducibilità è stata ripetuta a diverse temperature, sulla base dei risultati delle TGA. Infatti al variare della temperatura del materiale protettivo, assumendo

un differente grado di decadimento fisico-chimico, potrebbero essere rivelati variazioni sostanziali nella conducibilità termica.

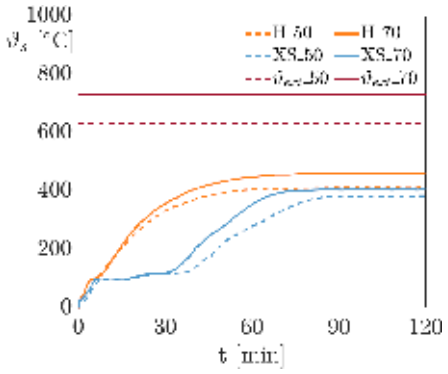


Fig. 5a. temperatura-tempo

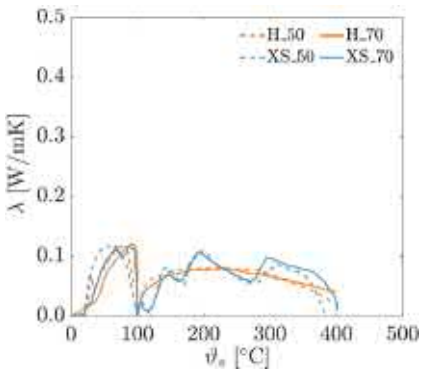


Fig. 5b. cond. termica efficace-tempo

Fig. 5. Risultati sperimentali per le lastre di tipo XS (a base di gesso) e H (a base di cemento), con riferimento a due valori di flusso termico incidente, 50 e 70 kW/m^2

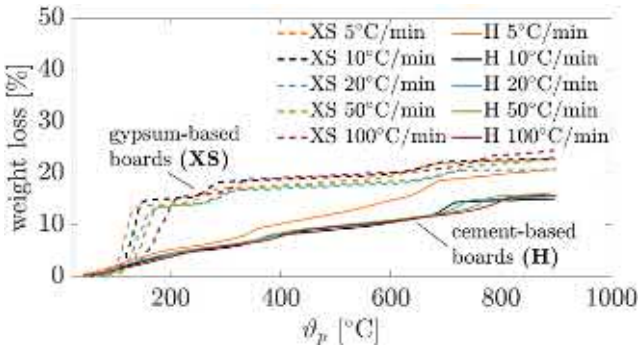


Fig. 6. Perdita in peso (%) in funzione della temperatura del materiale protettivo, misurata attraverso analisi termogravimetriche (TGA) su campioni di lastre H e XS, con diverse velocità di riscaldamento, in condizioni inerti (flusso di azoto pari a 100 mL/min)

Il confronto tra i risultati tra prove di conducibilità e in cono evidenzia una discrepanza sistematica (vedi Tab. 4 e Fig. 9): i valori di conducibilità ottenuti in regime stazionario (GHP) sono superiori rispetto a quelli efficaci derivati dal cono calorimetrico. Questa differenza è intrinseca alla natura delle prove, e non indica un'errata esecuzione delle prove. Infatti, in Fig. 10 si confrontano i risultati GHP ottenuti con quelli presenti in letteratura per materiali con composizione similare. Emerge che le misure ottenute sono in linea con i valori attesi.

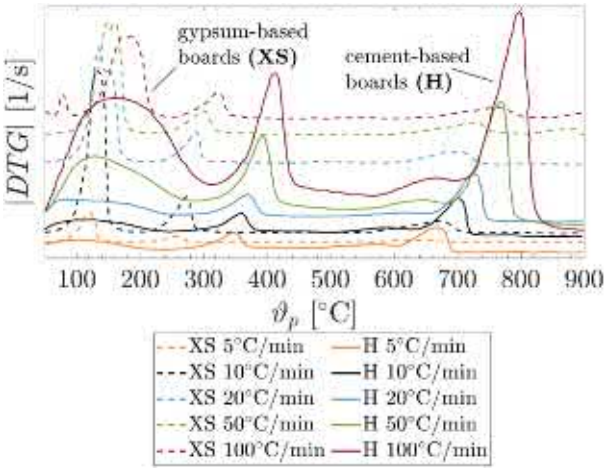


Fig. 7. Derivata prima della perdita in peso in funzione della temperatura del materiale protettivo



Fig. 8a. macchina di prova

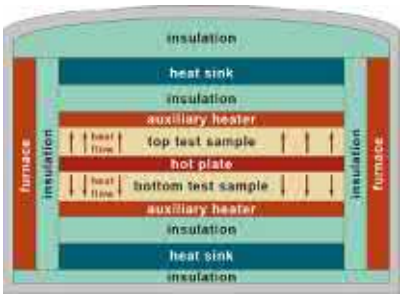


Fig. 8b. schema di funzionamento

Fig. 8. Setup per prove di conducibilità e schema di funzionamento della macchina

Tab. 4. Risultati prova di conducibilità a diverse temperature su lastre tipo XS e H

temperatura [°C]		27	57	100	260	600
lastre tipo XS	λ_σ [W/mK]	0.2755	0.2432	0.2321	0.1596	0.1737
(base gesso)	σ [%]	1.48	1.57	3.35	0.47	0.64
temperatura [°C]		25	57	100	348	600
lastre tipo H	λ_σ [W/mK]	0.1929	0.2024	0.2202	0.2159	0.227
(base cemento)	σ [%]	0.62	0.43	0.89	0.49	0.14

La prova GHP richiede diverse ore per raggiungere l'equilibrio termico, provocando la completa disidratazione del provino prima che la misura venga effettuata. Al contrario, la prova al cono calorimetrico simula un transitorio rapido, tipico dell'incendio reale, in cui l'evaporazione dell'umidità e dell'acqua chimicamente legata contribuisce attivamente a ridurre la trasmissione del calore, abbattendo la conducibilità efficace. Ciò dimostra come la conducibilità efficace derivata da

transitori (cono calorimetrico) sia un parametro più appropriato da impiegare nei modelli di calcolo per l'analisi della risposta strutturale in condizioni di incendio.

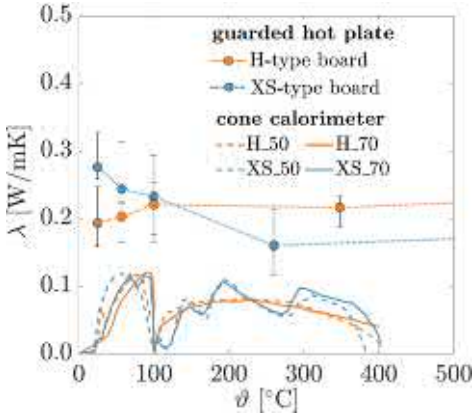


Fig. 9. Confronto tra i risultati di prove in cono e prove di conducibilità su lastre tipo XS e H

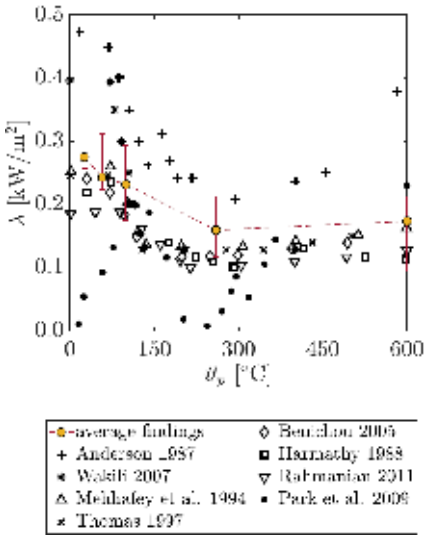


Fig. 10a. lastre XS (base gesso)

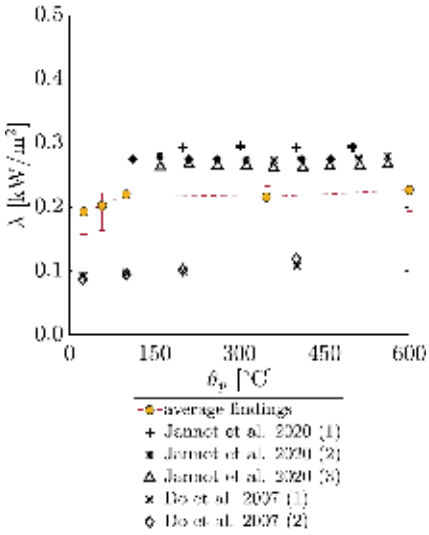


Fig. 10b. lastre H (base cemento)

Fig. 10. Confronto tra i risultati delle prove di conducibilità su lastre XS e H e i valori di riferimento in letteratura per materiali simili testati attraverso prova GHP

3.2 Intonaco spruzzato (SP)

Le prove in cono condotte sui campioni di intonaco spruzzato (SP) evidenziano che lo spessore del protettivo e l'entità del flusso termico giocano un ruolo fondamentale (Figg. 11-13). A differenza delle lastre rigide, la conducibilità termica efficace dell'intonaco spruzzato mostra una forte

dipendenza da molteplici parametri (Tab. 5 e Figg. 14-16): (i) fattore di sezione *A/V*, all'aumentare del fattore di sezione si registra un incremento della conducibilità efficace $\lambda_{p,t}$; (ii) flusso termico incidente, flussi termici più severi (70 kW/m^2) determinano un incremento di $\lambda_{p,t}$; (iii) spessore del protettivo d_p, l'adozione di spessori maggiori (25 mm rispetto a 15 mm) riduce sensibilmente la conducibilità efficace. Anche per l'intonaco spruzzato, l'elevato contenuto di umidità iniziale genera un plateau termico temporaneo nei primi 10-15 minuti di esposizione, visibile sotto forma di cuspidi nei diagrammi conducibilità-temperatura. Lo spessore di 25 mm si è rivelato la soluzione protettiva più performante, impedendo all'acciaio di raggiungere la temperatura critica di 400°C per tutta la durata dei test, indipendentemente dal flusso applicato.

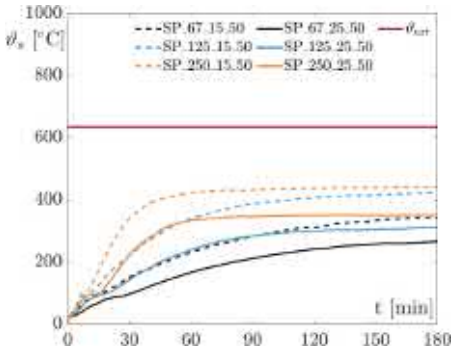


Fig. 11a. 50 kW/m^2

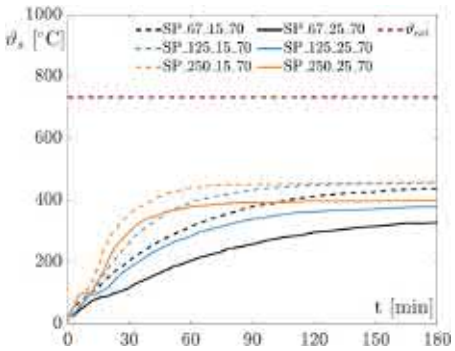


Fig. 11b. 70 kW/m^2

Fig. 11. Effetto dell'entità del flusso termico incidente sul riscaldamento di lastre in acciaio protette con intonaco spruzzato (SP)

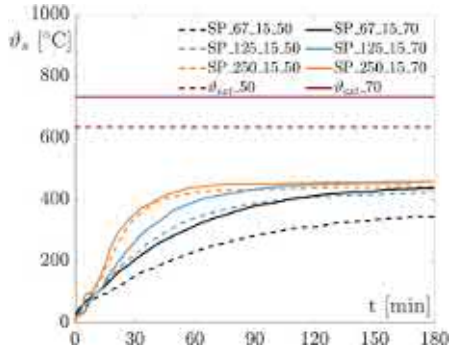


Fig. 12a. 15 mm

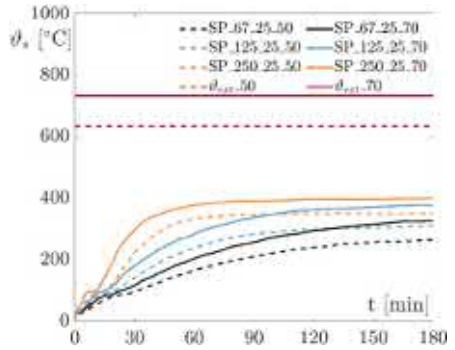


Fig. 12b. 25 mm

Fig. 12. Effetto dello spessore del protettivo sul riscaldamento di lastre in acciaio protette con intonaco spruzzato (SP)

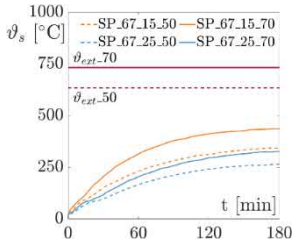


Fig. 13a. 67 1/m

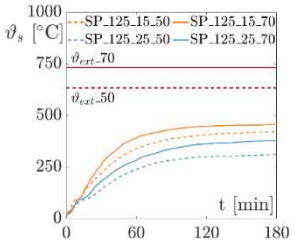


Fig. 13b. 125 1/m

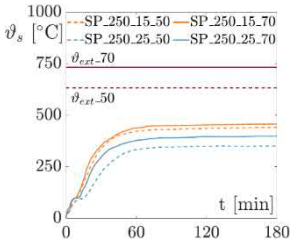


Fig. 13c. 250 1/m

Fig. 13. Effetto del fattore di sezione sul riscaldamento di lastre in acciaio protette con intonaco spruzzato (SP)

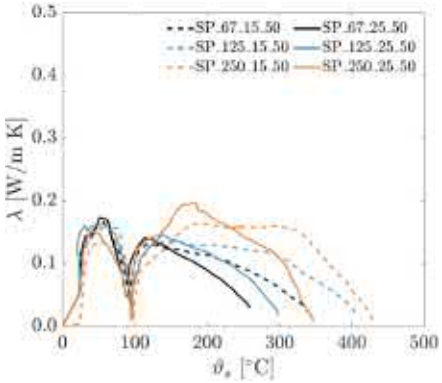


Fig. 14a. 50 kW/m^2

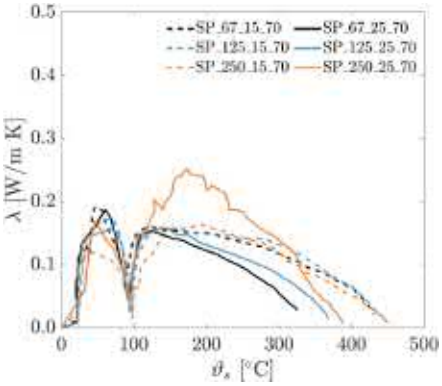


Fig. 14b. 70 kW/m^2

Fig. 14. Effetto dell'entità del flusso termico incidente sulla conducibilità efficace di intonaco spruzzato (SP)

Tab. 5. Analisi parametrica della variazione di conducibilità termica efficace per l'intonaco spruzzato, al variare di fattore di sezione, spessore del protettivo, e flusso termico incidente

θ_s	riferimento	A/V		d_p	$\dot{q}$
[°C]	SP_125_15_50	67 1/m	250 1/m	25 mm	70 kW/m^2
20	0.046	0.043 (-7%)	0.038 (-18%)	0.046 (-2%)	0.030 (-35%)
50	0.153	0.162 (+6%)	0.132 (-14%)	0.161 (+5%)	0.162 (+6%)
75	0.157	0.126 (-19%)	0.122 (-22%)	0.138 (-12%)	0.163 (+4%)
100	0.071	0.104 (+46%)	0.041 (-43%)	0.073 (+2%)	0.064 (-10%)
125	0.130	0.130 (=)	0.108 (-17%)	0.132 (+2%)	0.152 (+17%)
150	0.134	0.123 (-8%)	0.132 (-1%)	0.139 (+4%)	0.158 (+18%)
200	0.129	0.113 (-12%)	0.163 (+26%)	0.118 (-9%)	0.151 (+17%)
250	0.123	0.092 (-25%)	0.158 (+29%)	0.083 (-32%)	0.141 (+15%)
300	0.111	0.061 (-45%)	0.160 (+45%)	0.018 (-83%)	0.131 (+19%)
350	0.074	0.023 (-69%)	0.123 (+67%)	-	0.100 (+36%)
400	0.030	-	0.057 (+94%)	-	0.065 (+120%)

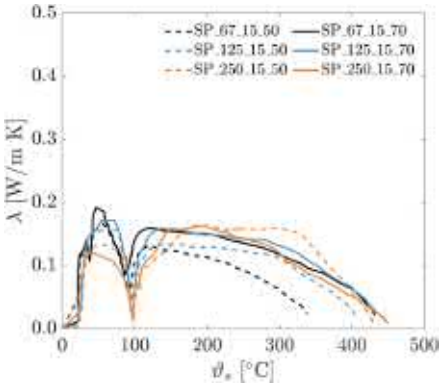


Fig. 15a. 15 mm

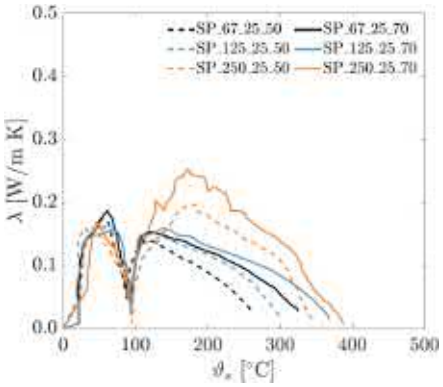


Fig. 15b. 25 mm

Fig. 15. Effetto dello spessore del protettivo sulla conducibilità efficace di intonaco spruzzato (SP)

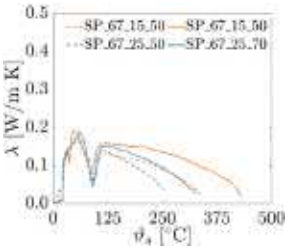


Fig. 16a. 67 1/m

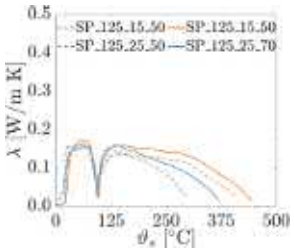


Fig. 16b. 125 1/m

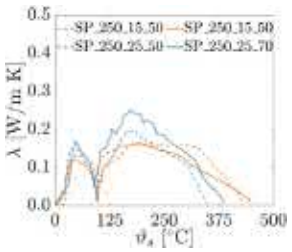


Fig. 16c. 250 1/m

Fig. 16. Effetto del fattore di sezione sulla conducibilità efficace di intonaco spruzzato (SP)

3.3 Vernice intumescente (IC)

Il comportamento della vernice intumescente è dominato dal processo di espansione chimica che si attiva nell'intervallo termico tra 100°C e 150°C. Al di sotto di questa soglia, il film secco, estremamente sottile, offre una resistenza termica trascurabile, portando l'acciaio a riscaldarsi rapidamente (Figg. 17-19). Una volta attivata l'intumescenza, lo spessore dello strato protettivo carbonioso (*char*) aumenta fino a 20-30 volte lo spessore iniziale (Figg. 20 e 21). La conducibilità termica efficace calcolata si attesta su valori estremamente bassi, i.e. fino a 0.01 W/mK, nettamente inferiori a quelli riscontrati per intonaci e lastre. Oltre la temperatura di attivazione (i.e., θ>150°C), la conducibilità efficace tende a stabilizzarsi su un valore pressoché costante (Figg. 22-24). Le indagini parametriche sull'espansione del *char* indicano che lo spessore massimo raggiunto ($d_{IC,max}$) dipende fortemente dallo spessore iniziale della pittura e dal fattore di sezione del profilo metallico (con una proporzionalità inversa rispetto a quest'ultimo), mentre risulta pressoché indipendente dall'entità del flusso termico incidente (50 o 70 kW/m^2).

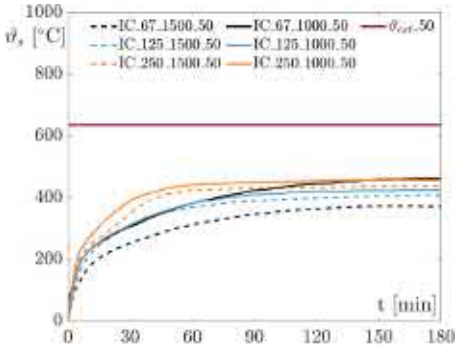


Fig. 17a. 50 kW/m^2

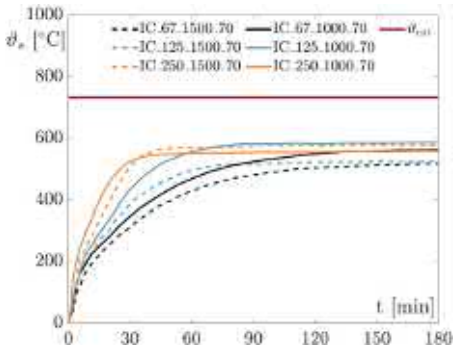


Fig. 17b. 70 kW/m^2

Fig. 17. Effetto dell'entità del flusso termico incidente sul riscaldamento di lastre in acciaio protette con vernice intumescente (IC)

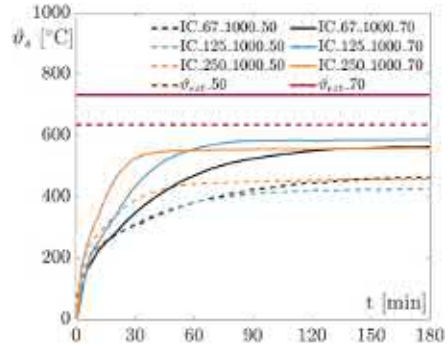


Fig. 18a. 15 mm

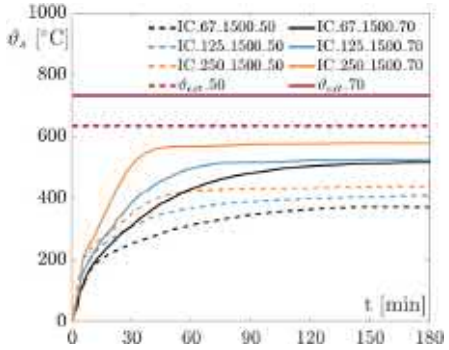


Fig. 18b. 25 mm

Fig. 18. Effetto dello spessore del protettivo sul riscaldamento di lastre in acciaio protette con vernice intumescente (IC)

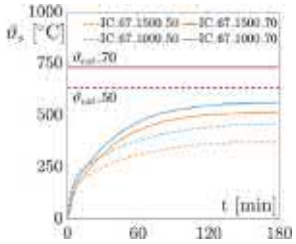


Fig. 19a. 67 1/m

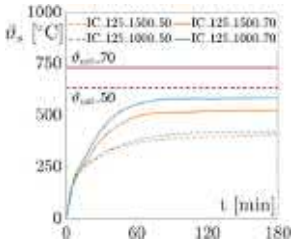


Fig. 19b. 125 1/m

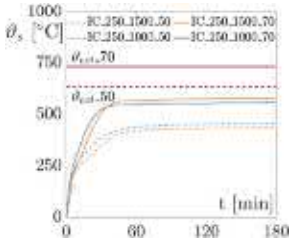


Fig. 19c. 250 1/m

Fig. 19. Effetto del fattore di sezione sul riscaldamento di lastre in acciaio protette con vernice intumescente (IC)

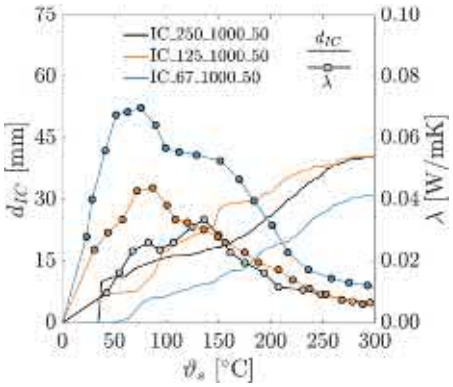


Fig. 20a. 1.0 mm, 50 kW/m^2

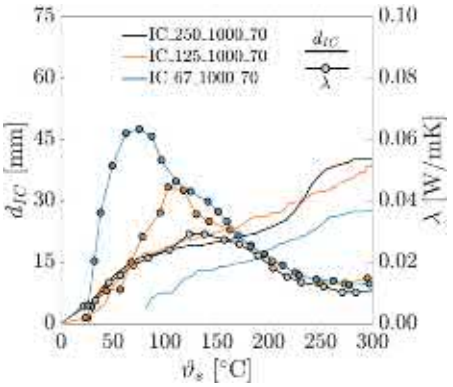


Fig. 20b. 1.0 mm, 70 kW/m^2

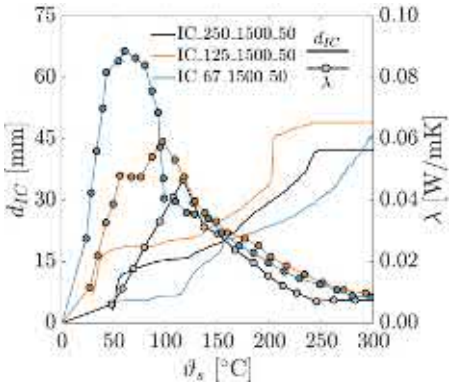


Fig. 20c. 1.5 mm, 50 kW/m^2

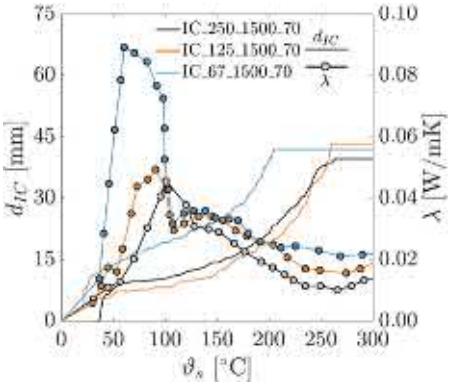


Fig. 20d. 1.5 mm, 70 kW/m^2

Fig. 20. Effetto dello spessore del protettivo e dell'entità del flusso termico incidente sulla relazione tra spessore del *char*, d_{IC}, e temperatura del supporto in acciaio, θ_s

3.4 Confronto delle capacità protettive

I tempi necessari per il raggiungimento delle temperature target di 100°C, 400°C e 600°C per tutti i sistemi protettivi analizzati sono riassunti in Tab. 6.
Mentre i campioni non protetti (acciaio nudo) raggiungono i 600°C in pochi minuti, tutti i sistemi protettivi testati si sono dimostrati efficaci nell'evitare il superamento di tale soglia critica entro i tempi di prova. L'intonaco spruzzato da 25 mm e le lastre a base gesso XS da 25 mm offrono le prestazioni migliori nel lungo termine, grazie all'effetto combinato dello spessore e del calore latente di disidratazione. La vernice intumescente, pur mostrando un riscaldamento molto rapido nei primi minuti, garantisce un eccellente isolamento termico nella fase successiva all'espansione dello strato carbonioso.

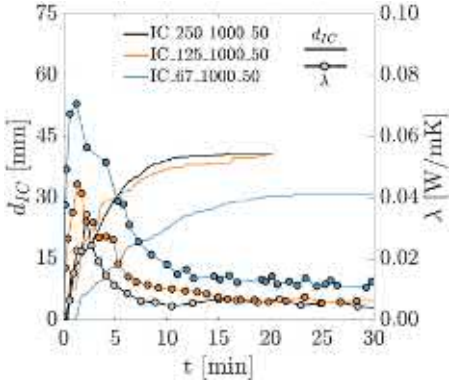


Fig. 21a. 1.0 mm, 50 kW/m^2

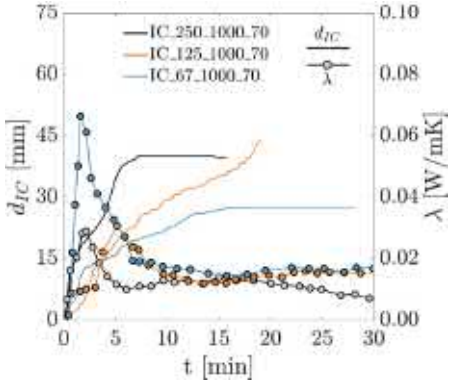


Fig. 21b. 1.0 mm, 70 kW/m^2

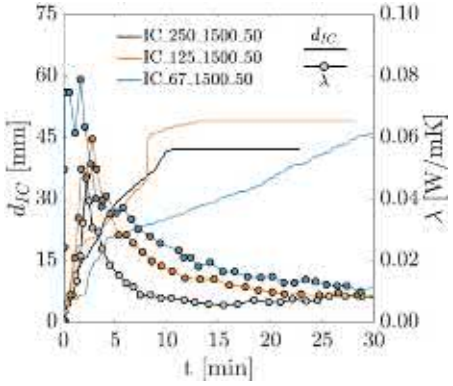


Fig. 21c. 1.5 mm, 50 kW/m^2

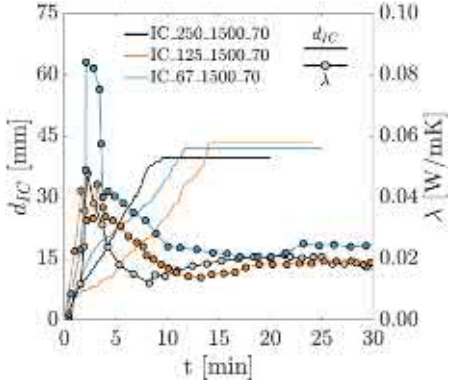


Fig. 21d. 1.5 mm, 70 kW/m^2

Fig. 21. Effetto dello spessore del protettivo e dell'entità del flusso termico incidente sull'evoluzione dello spessore del *char*, d_{IC}, durante il transitorio termico

4 CONCLUSIONI

La campagna sperimentale condotta tramite prove al cono calorimetrico, prove di conducibilità e indagini chimico-fisiche alla microscala ha permesso di giungere alle seguenti conclusioni.

- Le analisi termogravimetriche hanno confermato che l'elevata efficacia protettiva dei sistemi a base gesso (lastre XS e intonaco SP) è dovuta alle reazioni fortemente endotermiche di disidratazione che agisce da barriera termica attiva, a differenza dei sistemi cementizi (lastre H) che presentano un minor contenuto d'acqua.
- Il confronto tra i risultati di prove al cono calorimetrico e quelle di conducibilità (Guarded Hot Plate, GHP) evidenzia che la conducibilità efficace valutata in regime transitorio risente positivamente della presenza di umidità e acqua di cristallizzazione, fornendo parametri di input più realistici per i modelli di calcolo antincendio rispetto alle misure stazionarie.

- Lo studio giustifica l'impiego di una conducibilità termica efficace costante e indipendente dallo scenario d'incendio sia per le lastre rigide (a base gesso e cemento) sia per le pitture intumescenti (una volta superata la temperatura di attivazione di circa 150°C)
- Al contrario, per gli intonaci spruzzati (SFRM) non è possibile prescindere dalle condizioni al contorno. La conducibilità efficace aumenta all'aumentare del fattore di sezione del profilo e del flusso termico incidente, mentre si riduce significativamente per spessori applicati maggiori.

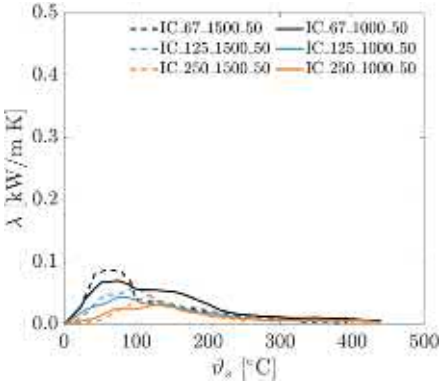


Fig. 22a. 50 kW/m^2

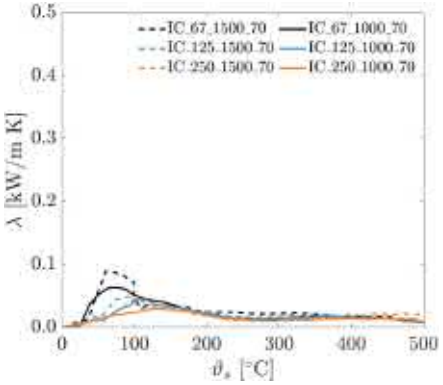


Fig. 22b. 70 kW/m^2

Fig. 22. Effetto dell'entità del flusso termico incidente sulla conducibilità efficace di vernice intumescente (IC)

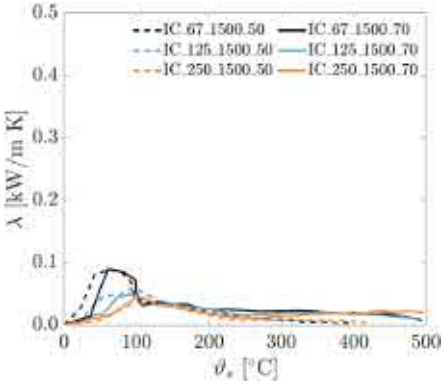


Fig. 23a. 15 mm

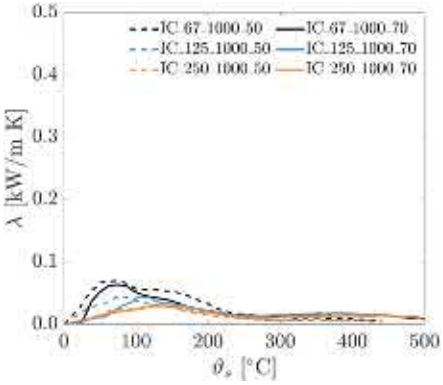


Fig. 23b. 25 mm

Fig. 23. Effetto dello spessore del protettivo sulla conducibilità efficace di vernice intumescente (IC)

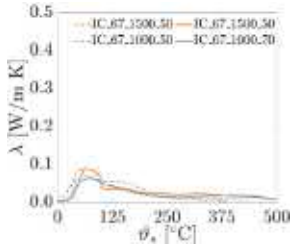


Fig. 24a. 67 1/m

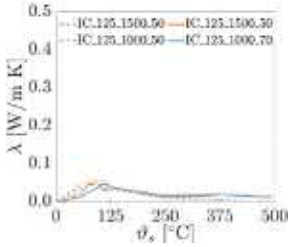


Fig. 24b. 125 1/m

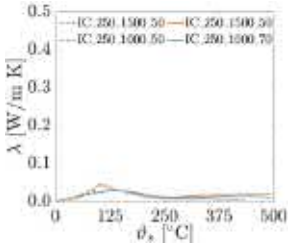


Fig. 24c. 250 1/m

Fig. 24. Effetto del fattore di sezione sulla conducibilità efficace di vernice intumescente (IC)

Tab. 6. Tempo richiesto per il raggiungimento delle temperature di 100, 400 e 600°C nelle piastre di acciaio, per tutti i sistemi analizzati, con flusso termico incidente pari a 50 kW/m^2. In grassetto, tra parentesi, è riportata la variazione rilevato con flusso pari a 70 kW/m^2

	target	***A/V* [1/m]**		
materiale	**θ_s [°C]**	**250**	**125**	**67**
acciaio non protetto (rif.)	100	~ 1 min. **(-71%)**	~ 1 min. **(-29%)**	~ 2 min. **(-52%)**
	400	~ 2 min. **(-66%)**	~ 4 min. **(-20%)**	~ 6 min. **(-40%)**
	600	~ 3 min. **(-48%)**	~ 8 min. **(-21%)**	~ 11 min. **(-42%)**
lastre XS (base gesso)	100	~ 10 min. **(-10%)**		
	400	not reached **(~ 73 min.)**		
	600	not reached **(not reached)**		
lastre H (base cemento)	100	~ 5 min. **(+10%)**		
	400	~ 57 min. **(-30%)**		
	600	not reached **(not reached)**		
intonaco spruzzato (SP) 15 mm	100	~ 10 min. **(-71%)**	~ 12 min. **(+0%)**	~ 19 min. **(-40%)**
	400	~ 41 min. **(-66%)**	~ 65 min. **(-41%)**	n.r. **(~ 110 min)**
	600	not reached **(n.r.)**	not reached **(n.r.)**	not reached **(n.r.)**
intonaco spruzzato (SP) 25 mm	100	~ 18 min. **(-11%)**	~ 23 min. **(-13%)**	~ 32 min. **(-13%)**
	400	not reached **(n.r.)**	not reached **(n.r.)**	not reached **(n.r.)**
	600	not reached **(n.r.)**	not reached **(n.r.)**	not reached **(n.r.)**
vernice intumescente (IC) 1.0 mm	100	~ 2 min. **(+0%)**	~ 3 min. **(+0%)**	~ 3 min. **(+0%)**
	400	~ 15 min. **(-53%)**	~ 24 min. **(-70%)**	~ 39 min. **(-46%)**
	600	not reached **(n.r.)**	not reached **(n.r.)**	not reached **(n.r.)**
vernice intumescente (IC) 1.5 mm	100	~ 2 min. **(+0%)**	~ 4 min. **(+0%)**	~ 5 min. **(+0%)**
	400	~ 20 min. **(-52%)**	n.r. **(~ 31 min)**	n.r. **(~ 49 min)**
	600	not reached **(n.r.)**	not reached **(n.r.)**	not reached **(n.r.)**

I dati raccolti costituiscono una base sperimentale solida per la modellazione di strutture in acciaio protette in condizioni di incendio. In particolare, le correlazioni individuate tra conducibilità efficace e temperatura dei protettivi possono essere implementate nei modelli strutturali per tenere conto dell'effetto benefico della protezione passiva sulla performance strutturale, anche in caso di esposizione a incendi naturali.

ACKNOWLEDGMENT

La presente ricerca è stata finanziata nell'ambito del Programma STAR Plus, sostenuto finanziariamente dall'Università degli Studi di Napoli Federico II e dalla Compagnia di San Paolo (Progetto STAR PLUS 2020 — Linea 1, N. Prog. 21-UNINA-EPIG-136 — "PROSYSSIF").

REFERENCES

[1] A. Usmani, J. Rotter, S. Lamont, A. Sanad, M. Gillie, Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects, Fire Safety Journal 36 (8) (2001) 721–744, Response of Composite Steel Framed Structures to Fire. doi: https://doi.org/10.1016/S0369-7112(01)00037-6.

[2] D. de Silva, M. Gallo, L. D. Falco, E. Nigro, Fire risk assessment of bridges: from state of the art to structural vulnerability mitigation, Journal of Civil Structural Health Monitoring 13 (8) (2023) 1613–1632. doi: https://doi.org/10.1007/s13349-023-00670-z.

[3] CEN, Env 1991-1-2 Eurocode 1: Actions on structures - part 1-2: General actions - actions on structures exposed to fire, Tech. rep., Brussels: European Committee for Standardization (2002).

[4] CEN, Env 1993-1-2 Eurocode 3: Design of steel structures - part 1-2: General rules - structural fire design, Tech. rep., Brussels: European Committee for Standardization (2005).

[5] ISO 5660 – Reaction to fire tests: Heat release, smoke production and mass loss rate, Tech. rep., International Organization for Standardization, Geneva (2015).

[6] CEN, EN 13381-4 - Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members - Part 4: Applied passive protection to steel members, Tech. rep., European Committee for Standardization, Brussels (2013).

[7] CEN, EN 13381-8 - Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members - Part 8: Applied reactive protection to steel members, Tech. rep., European Committee for Standardization, Brussels (2013).

[8] J.-M. Franssen, SAFIR: A thermal and structural program for modeling structures un-der fire, Engineering Journal 42 (3) (2005) 143–158. doi: https://doi.org/10.62913/engj.v42i3.856.

[9] V. Venezia, M. Portarapillo, D. de Silva, A. Cibelli, G. Luciani, N. Bianco, E. Nigro, A. Di Benedetto, Morphological, physico-chemical, and thermal characterization of non-reactive protective materials for steel structures, Fire and Materials (2024).

KEYWORDS

Conducibilità termica, protezione passive antincendio, strutture in acciaio, cartongesso, SFRM, vernici intumescenti

VALUTAZIONE DELLA FRAGILITÀ AL FUOCO DEGLI EDIFICI INDUSTRIALI IN ACCIAIO

FIRE FRAGILITY ASSESSMENT OF STEEL INDUSTRIAL BUILDINGS

Donatella de Silva[1], Sara Minieri[1], Francesco Dionisio[1], Francesco Di Meglio[1], Antonio Cibelli[1] and Emidio Nigro[1]
[1] University of Naples "Federico II", Naples, Italy
donatella.desilva@unina.it

ABSTRACT

This study proposes a probabilistic approach for assessing the fire vulnerability of steel structures through fragility curves, extending to fire safety engineering a methodology well established in seismic engineering. The case study concerns an S275 steel industrial building subjected to natural fire scenarios modelled according to the travelling fire concept. A zone model implemented in CFAST is validated against computational fluid dynamics simulations performed with FDS. The resulting fire curves are used in advanced thermo-mechanical analyses carried out with SAFIR on a three-dimensional structural model. Fragility curves are derived through cloud analysis as a function of representative fire intensity parameters, with maximum displacements adopted as engineering demand parameters. The results demonstrate the effectiveness of the methodology for the probabilistic assessment of structural performance and for supporting risk-oriented fire design strategies.

SOMMARIO

Questo studio propone un approccio probabilistico per la valutazione della vulnerabilità al fuoco di strutture in acciaio mediante curve di fragilità, estendendo all'ingegneria della sicurezza antincendio una metodologia consolidata in ambito sismico. Il caso studio riguarda un capannone industriale in acciaio S275 soggetto a scenari di incendio naturale modellati secondo il concetto di travelling fire. Un modello a zone implementato in CFAST è validato tramite simulazioni CFD eseguite con FDS. Le curve d'incendio ottenute sono impiegate in analisi termo-meccaniche avanzate condotte con SAFIR su un modello strutturale tridimensionale. Le curve di fragilità sono derivate mediante analisi cloud in funzione di parametri rappresentativi dell'intensità dell'incendio, assumendo gli spostamenti massimi come parametri di domanda ingegneristica. I risultati dimostrano l'efficacia della metodologia per una valutazione probabilistica delle prestazioni strutturali e per il supporto a strategie di progettazione antincendio orientate al rischio.

1 INTRODUZIONE

La valutazione del comportamento strutturale in condizioni di incendio rappresenta oggi una tematica di primaria importanza nell'ambito dell'ingegneria strutturale, a causa della crescente complessità degli edifici moderni e delle limitazioni intrinseche dei tradizionali approcci prescrittivi. I

metodi convenzionali basati sulle normative, generalmente fondati sull'utilizzo di curve d'incendio standard e verifiche deterministiche di resistenza, risultano spesso incapaci di descrivere scenari di incendio realistici e non consentono di quantificare esplicitamente la probabilità di superamento di specifici livelli prestazionali. In questo contesto, il Performance-Based Fire Engineering (PBFE) offre un quadro metodologico razionale per l'analisi della risposta strutturale sotto scenari di incendio fisicamente coerenti, permettendo una rappresentazione più accurata delle interazioni termo-meccaniche e del comportamento globale del sistema strutturale. Parallelamente ai progressi sviluppati nell'ingegneria sismica, anche nell'ambito della sicurezza antincendio stanno trovando crescente applicazione metodologie di tipo probabilistico. Tra queste, le curve di fragilità costituiscono uno strumento particolarmente efficace per descrivere la probabilità di raggiungere o superare determinati stati di danno in funzione di specifiche misure di intensità. Sebbene il loro utilizzo sia ormai consolidato nell'ingegneria sismica, la loro applicazione all'ingegneria strutturale antincendio risulta ancora limitata, nonostante le notevoli potenzialità nel supportare processi decisionali basati sul rischio e nell'ottimizzazione delle risorse progettuali.

Il presente studio propone una metodologia probabilistica integrata per la valutazione della vulnerabilità al fuoco delle strutture in acciaio attraverso la costruzione di curve di fragilità. L'approccio sviluppato combina: (i) scenari di incendio naturale realistici basati sul concetto di travelling fire; (ii) la validazione di modelli di incendio sia semplificati che avanzati; e (iii) analisi termo-meccaniche non lineari del sistema strutturale. Come caso studio è stato selezionato un capannone industriale in acciaio, tipologia largamente diffusa nel settore delle costruzioni e particolarmente suscettibile a fenomeni di collasso progressivo indotti dall'incendio. Gli scenari di incendio naturale vengono generati mediante un approccio di modellazione a zone e successivamente confrontati con simulazioni di fluidodinamica computazionale (CFD), al fine di verificare l'affidabilità della rappresentazione dei fenomeni di propagazione dell'incendio. Le azioni termiche così ottenute vengono quindi implementate in analisi termo-meccaniche avanzate per valutare l'evoluzione delle sollecitazioni interne e delle deformazioni durante l'evento di incendio.

Le curve di fragilità sono successivamente determinate mediante analisi cloud, adottando opportune misure di intensità dell'incendio e specifici Engineering Demand Parameters (EDPs), utilizzati per caratterizzare i diversi livelli prestazionali della struttura. Nel complesso, il quadro metodologico proposto (Fig. 1) mira a colmare il divario tra le tradizionali verifiche deterministiche di resistenza al fuoco e le moderne valutazioni probabilistiche delle prestazioni, contribuendo allo sviluppo dell'ingegneria strutturale antincendio basata sul rischio e supportando strategie progettuali più consapevoli per edifici in acciaio soggetti a scenari di incendio realistici.

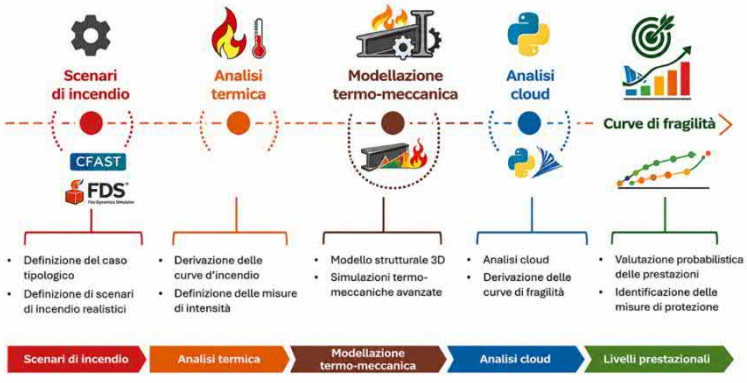


Fig. 1. Metodologia proposta per la valutazione della fragilità a fuoco di edifici in acciaio.

2 METODO PER LA VALUTAZIONE DELLA FRAGILITÀ A FUOCO DI EDIFICI IN ACCIAIO

2.1 Scenari di incendio e validazione numerica

La definizione degli scenari d'incendio costituisce una fase fondamentale del framework probabilistico proposto, poiché i parametri che ne descrivono la severità vengono successivamente adottati come Intensity Measures (IMs) nell'analisi di fragilità. Considerata la destinazione d'uso industriale dell'edificio, sono state preliminarmente esaminate differenti configurazioni di occupazione, comprendenti sia layout di magazzino sia configurazioni produttive, caratterizzate da diverse distribuzioni spaziali del materiale combustibile e da differenti modalità di propagazione dell'incendio. Per l'utilizzo come deposito sono state considerate due configurazioni alternative di stoccaggio, differenziate in termini di distanza tra le scaffalature e densità del carico combustibile. Le analisi presentate in questo lavoro si concentrano sulla Configurazione di Magazzino 1, caratterizzata da una distanza tra le scaffalature pari a 3,5 m. Tale configurazione rappresenta una distribuzione del combustibile realistica ma geometricamente regolare, risultando particolarmente adatta allo svolgimento di analisi parametriche sistematiche. Le altre configurazioni sono state investigate in una fase preliminare al fine di valutare qualitativamente la sensibilità dello sviluppo dell'incendio rispetto alla disposizione dei materiali combustibili, ma non vengono ulteriormente approfondite nel presente contributo.

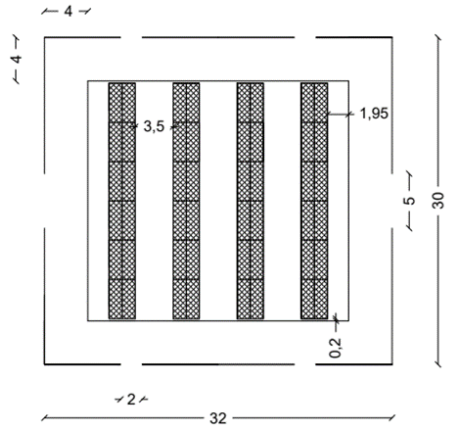


Fig. 2. Configurazione 1 del capannone industriale

La severità dell'incendio è descritta mediante la curva del Rate of Heat Release (RHR), assunta come input termico di riferimento nell'ambito di un approccio di progettazione prestazionale conforme ai principi del Codice di Prevenzione Incendi italiano (D.M. 03/08/2015). L'evoluzione temporale del RHR è stata schematizzata attraverso una formulazione composta da tre fasi: (i) una fase di crescita quadratica:

$$\mathrm{RHR}(t) = 1000\left(\frac{t}{t_\alpha}\right)^2 \tag{1}$$

(ii) una fase stazionaria a potenza costante pari a RHRmax; e (iii) una fase di decadimento lineare fino all'estinzione dell'incendio. Il parametro RHRmax viene determinato in funzione del regime di controllo prevalente (fuel-controlled oppure ventilation-controlled), tenendo conto delle dimensioni del compartimento e delle condizioni di ventilazione. Al fine di generare scenari caratterizzati

da differenti livelli di severità, sono stati considerati sia combustibili di natura cellulosica sia materiali plastici, tra cui carta, cartone, polietilene (PE), polipropilene (PP), cloruro di polivinile (PVC) e polimetilmetacrilato (PMMA). Le proprietà termo-fisiche dei materiali sono state assunte sulla base di consolidate fonti bibliografiche [1]. Le curve RHR sono inizialmente definite alla scala di un singolo blocco di stoccaggio, rappresentativo di un pallet, e successivamente scalate per rappresentare l'intero scenario di incendio.
La relazione tra il carico d'incendio specifico assegnato qf,iq, adottato come Intensity Measure nell'analisi di fragilità, e la massa effettiva di combustibile viene stabilita mediante un coefficiente equivalente di riempimento, garantendo la coerenza tra il livello globale di carico d'incendio e la distribuzione delle sorgenti di innesco. Sono state condotte analisi parametriche considerando valori del carico d'incendio specifico compresi tra 400 e 2500 MJ/m², in modo da coprire un ampio spettro di condizioni di severità.

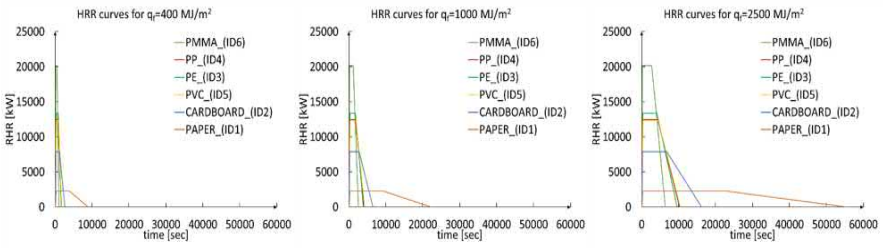


Fig. 3. Variabilità delle curve di rilascio termico (RHR).

La propagazione dell'incendio è stata modellata secondo il concetto di travelling fire, definendo 32 possibili punti di innesco distribuiti in pianta. L'attivazione progressiva delle sorgenti di ignizione è governata dal raggiungimento della temperatura di autoaccensione del materiale combustibile, consentendo di simulare sia incendi localizzati sia scenari caratterizzati dal coinvolgimento progressivo dell'intero compartimento. Tale strategia modellistica permette di controllare esplicitamente la propagazione spaziale dell'incendio mantenendo, al contempo, un'elevata efficienza computazionale. Le storie temporali della temperatura dei gas ottenute dalle simulazioni rappresentano la domanda termica agente sugli elementi strutturali e costituiscono l'input per le successive analisi termo-meccaniche, nelle quali la risposta della struttura, espressa attraverso gli Engineering Demand Parameters (EDPs), viene valutata in funzione delle misure di intensità selezionate.

2.2 Validazione del modello a zone: CFAST-FDS

Al fine di valutare l'affidabilità dell'approccio di modellazione a zone adottato nelle simulazioni parametriche, è stato condotto uno studio di validazione mediante confronto con un modello di fluidodinamica computazionale (CFD). Lo Scenario 1, caratterizzato dall'innesco dell'incendio in corrispondenza di un angolo del compartimento, è stato implementato sia tramite CFAST, basato su una formulazione a due strati con proprietà uniformi all'interno di ciascun layer, sia mediante FDS [2], che risolve le equazioni di Navier–Stokes filtrate a basso numero di Mach all'interno di un modello tridimensionale transitorio. La sorgente di innesco è stata definita utilizzando PMMA, materiale per il quale è disponibile una curva sperimentale di rilascio di calore. Tale curva è stata opportunamente linearizzata per l'implementazione numerica, garantendo la coerenza dell'input termico tra i due approcci modellistici. Le storie temporali della temperatura sono state monitorate in corrispondenza di posizioni strutturali rappresentative, includendo profili verticali lungo le colonne e distribuzioni longitudinali lungo le travi, con particolare attenzione alle temperature

massime raggiunte e ai gradienti termici spaziali. Il confronto tra i risultati ottenuti evidenzia una buona concordanza sia in termini di temperature di picco sia nell'evoluzione termica complessiva del fenomeno.
Le principali differenze si riscontrano nelle zone immediatamente adiacenti alla sorgente di innesco, dove il modello a zone tende a sottostimare i gradienti termici locali a causa dell'ipotesi intrinseca di uniformità delle proprietà all'interno di ciascuno strato. Tuttavia, considerando l'obiettivo dello studio, ossia l'esecuzione di un elevato numero di simulazioni parametriche, CFAST rappresenta un compromesso soddisfacente tra accuratezza dei risultati ed efficienza computazionale. Per tale ragione, esso è stato adottato per la generazione degli input termici utilizzati nelle successive analisi strutturali.

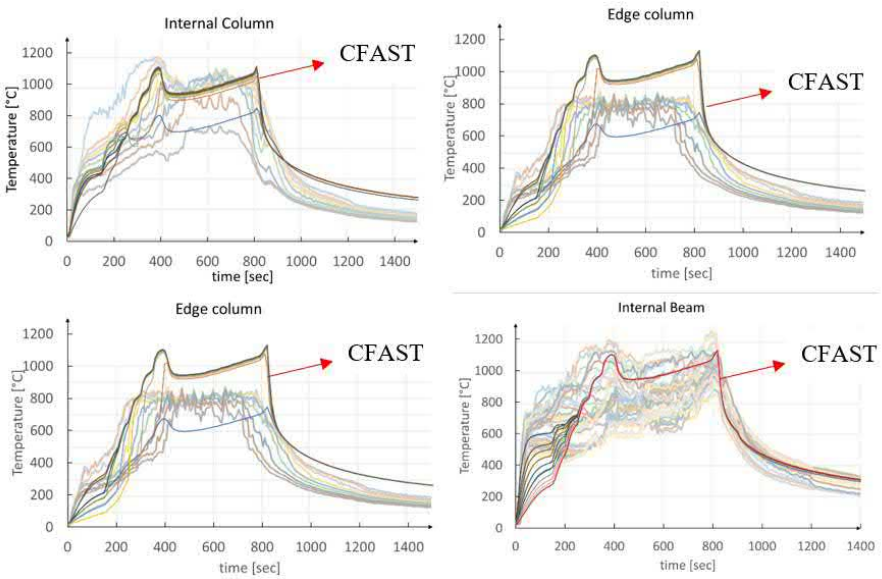


Fig. 4. CFAST–FDS confronto delle temperature in corrispondenza di trave e colonna.

2.2 Analisi termiche basate su modellazione a zone

Le curve di incendio naturale impiegate nelle analisi strutturali sono generate mediante il software CFAST, modellando l'intero edificio come un unico compartimento avente dimensioni in pianta pari a 32 × 30 m². Le condizioni di ventilazione sono rappresentate attraverso finestre a nastro e aperture di accesso coerenti con la geometria reale della struttura. Poiché CFAST non consente la modellazione diretta di superfici inclinate, la copertura a doppia falda è stata schematizzata come una superficie orizzontale, assumendo un'altezza equivalente tale da preservare il volume complessivo del compartimento. Per ciascuna combinazione di materiale combustibile e livello di carico d'incendio viene assegnata la corrispondente curva di Rate of Heat Release (RHR), opportunamente scalata mediante il coefficiente equivalente di riempimento e distribuita tra i diversi punti di innesco secondo lo schema di propagazione previsto dal modello di travelling fire.
L'output principale delle simulazioni è costituito dalle temperature dei gas in funzione del tempo in prossimità degli elementi strutturali, ottenute mediante termocoppie virtuali posizionate in corrispondenza di travi e colonne. Le storie termiche calcolate mostrano una marcata variabilità sia in

termini di temperatura massima raggiunta sia di durata dell'esposizione, in funzione della tipologia di combustibile considerata e del valore del carico d'incendio specifico. Le curve temperatura-tempo così ottenute definiscono l'azione termica associata a ciascun livello della misura di intensità (IM) e vengono successivamente applicate al modello strutturale nelle analisi termo-meccaniche illustrate nella sezione seguente. Tale catena modellistica garantisce una completa coerenza all'interno del framework probabilistico adottato: la misura di intensità selezionata, rappresentata dal carico d'incendio specifico, determina la domanda termica agente sulla struttura; quest'ultima influenza la risposta strutturale, espressa tramite gli Engineering Demand Parameters (EDPs), consentendo infine la costruzione delle corrispondenti curve di fragilità al fuoco.

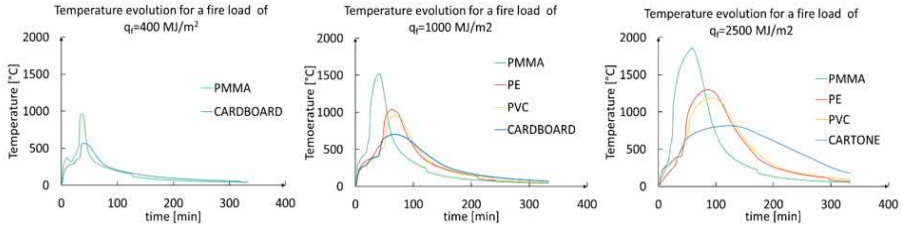


Fig.5. Evoluzione delle temperature per differenti livelli di carico di incendio.

2.3 Analisi termomeccaniche

Le analisi termo-meccaniche sono state condotte mediante il software agli elementi finiti SAFIR [3]. La procedura numerica adottata è articolata in due fasi consecutive: un'analisi termica seguita da un'analisi meccanica. La fase termica prevede la modellazione bidimensionale (2D) delle sezioni trasversali degli elementi strutturali. In questa fase vengono assegnate le proprietà termiche dei materiali dipendenti dalla temperatura e definite opportune condizioni al contorno per rappresentare l'esposizione all'incendio. Il risultato dell'analisi consiste nella determinazione del campo termico transitorio all'interno della sezione, ossia della distribuzione delle temperature nel tempo in corrispondenza di ciascun punto di integrazione. Successivamente viene sviluppato un modello tridimensionale (3D) dell'intera struttura per l'esecuzione dell'analisi meccanica. I campi termici precedentemente calcolati vengono assegnati ai singoli elementi strutturali, consentendo di tenere conto sia dei gradienti termici spaziali sia della loro evoluzione temporale. Sul modello vengono applicati i carichi permanenti strutturali e non strutturali e viene quindi eseguita l'analisi termo-meccanica. Per ciascun incremento temporale vengono calcolate le principali sollecitazioni interne, quali lo sforzo normale (N), il momento flettente (M) e il taglio (V), nonché i corrispondenti spostamenti della struttura. L'intera procedura viene ripetuta per ogni scenario di incendio considerato, poiché ciascuno di essi è caratterizzato da una specifica curva temperatura-tempo. Sulla base dei risultati ottenuti dalle analisi termo-meccaniche, vengono individuati gli spostamenti massimi sviluppati dagli elementi strutturali durante l'esposizione all'incendio. Tali valori sono successivamente utilizzati per definire il parametro di domanda strutturale (Engineering Demand Parameter, EDP) necessario alla costruzione delle curve di fragilità al fuoco.

2.4 Curve di fragilità a fuoco

Le curve di fragilità esprimono la probabilità condizionata che una struttura raggiunga o superi un determinato stato di danno a fronte di un assegnato livello della misura di intensità (Intensity Measure, IM). La valutazione della fragilità strutturale richiede pertanto l'individuazione di una

relazione funzionale tra la misura di intensità dell'azione considerata e la probabilità di superamento di una soglia prestazionale prefissata.
Dal punto di vista statistico, tale problema può essere interpretato come la ricerca di una relazione tra una variabile risposta e una o più variabili esplicative. Nell'ambito del presente framework, la risposta strutturale viene assunta come variabile dipendente (Y), mentre i parametri che descrivono la severità dell'incendio costituiscono le variabili indipendenti (x_i). L'obiettivo consiste nello sviluppo di un modello predittivo in grado di descrivere la dipendenza della risposta strutturale dalle misure di intensità selezionate, rappresentate dal carico d'incendio specifico e dal tasso massimo di rilascio di calore (Maximum Heat Release Rate).
L'analisi di regressione costituisce uno strumento sistematico per il raggiungimento di tale obiettivo. Nella sua formulazione classica, la regressione lineare ai minimi quadrati individua la funzione che meglio approssima i dati osservati minimizzando la somma dei quadrati degli scarti tra valori misurati e valori stimati. Oltre alla sua interpretazione deterministica, la regressione può essere formulata anche in termini probabilistici, consentendo di caratterizzare la distribuzione di probabilità condizionata della variabile dipendente in funzione delle variabili esplicative, come ampiamente documentato in letteratura [4] [5] [6]. Nel presente studio viene adottato un modello di regressione log-lineare per descrivere la relazione tra la risposta strutturale e i principali parametri che caratterizzano l'intensità dell'incendio. Tale formulazione è coerente con la pratica comunemente adottata nelle analisi di fragilità e facilita la successiva determinazione delle probabilità di superamento associate ai livelli prestazionali considerati.
Per ciascuno scenario d'incendio applicato al modello strutturale viene valutato il massimo rapporto domanda/capacità relativo a uno specifico livello prestazionale, indicato come D/C_{PL}. Nella pratica dell'ingegneria strutturale, il parametro D/C_{PL} rappresenta il rapporto tra la domanda strutturale e la corrispondente capacità in riferimento a un determinato livello di prestazione. Tale rapporto può essere definito sia in termini di confronto tra sollecitazioni agenti e resistenze disponibili, sia in termini di domanda deformativa rispetto alla capacità deformativa della struttura.
Nel presente lavoro, D/C_{PL} è definito come il rapporto tra il massimo spostamento registrato per ciascun elemento strutturale durante l'analisi termo-meccanica e il corrispondente spostamento limite associato al raggiungimento del livello prestazionale considerato. I livelli di prestazione adottati [7] sono stati definiti sulla base dei criteri riportati e sintetizzati nella Tabella 1.

Tabella 1. Definizione dei livelli di prestazione.

Livelli di prestazione	Descrizione
I	La struttura deve mantenere la propria capacità portante per il tempo necessario all'evacuazione.
II	La struttura deve resistere per tutta la durata dell'incendio.
III	Lo spostamento massimo deve essere limitato a L/100 per tutta la durata dell'incendio.
IV	Lo spostamento massimo deve essere limitato a L/250 per tutta la durata dell'incendio.

L'insieme dei valori di D/C_{PL} ottenuti per i diversi livelli di intensità dell'incendio costituisce il dataset di riferimento per la successiva Cloud Analysis. In particolare, per ciascuno degli scenari di incendio considerati viene eseguita una regressione log-lineare correlando i valori di D/C_{PL} con i corrispondenti parametri che descrivono l'intensità dell'evento. Nello spazio logaritmico, tale approccio assume l'esistenza di una relazione lineare tra le variabili; nella scala originale, esso risulta invece equivalente all'adattamento di una funzione di tipo power-law alla nuvola di dati ottenuta dalle simulazioni. La curva di regressione risultante rappresenta il valore mediano di D/C_{PL} in

funzione della misura di intensità dell'incendio selezionata e costituisce la base per la successiva costruzione delle funzioni di fragilità. La relazione tra il valore mediano di D/C_{PL} e la misura di intensità dell'incendio può essere espressa mediante le seguenti formulazioni:

$$\eta_{D/C|IM}(IM) = a \cdot IM^b \tag{2a}$$

$$ln(\eta_{D/C|IM}) = ln(a) + b \cdot ln(IM) \tag{2b}$$

dove $ln(a)$ e b rappresentano i coefficienti della regressione. La deviazione standard logaritmica $\beta_{D/C|IM}$ viene determinata come radice quadrata della somma media dei quadrati dei residui rispetto alla previsione fornita dal modello di regressione:

$$\beta_{D/C|IM} = \sqrt{\frac{\sum\left(ln(D/C_i) - ln(a \setminus cdot\ IM)\right)^2}{N-2}} \tag{3}$$

dove D/C_i e IM sono, rispettivamente, il rapporto domanda/capacità e la misura di intensità associati all'(i)-esimo record, corrispondente all'(i)-esimo scenario di incendio appartenente al dataset della Cloud Analysis, mentre (N) indica il numero totale di scenari considerati. Per un determinato valore della misura di intensità, la deviazione standard della regressione definita dall'Eq. (3) viene assunta costante nell'intervallo di valori di (IM) considerato nell'analisi. Le curve di fragilità strutturale possono quindi essere espresse nella forma seguente [8]:

$$P(D/C > 1|IM) = P[ln(D/C) > 0|IM] = 1 - \phi\left[\frac{-ln\eta_{D/C|IM}}{\beta_{D/C|IM}}\right] \tag{4}$$

dove $\phi(\cdot)$ rappresenta la funzione di distribuzione cumulativa della distribuzione normale standard. Qualora sia necessario considerare esplicitamente i casi di collasso, ad esempio quando essi influenzano in maniera significativa la forma della curva di fragilità, può essere adottato il modello proposto in [9]. Nel presente studio, al fine di mantenere la procedura di valutazione il più possibile semplice e immediata, gli scenari di collasso sono stati trascurati nella derivazione delle curve di fragilità.

3 EDIFICIO INDUSTRIALE IN ACCIAIO

3.1 Descrizione del sistema strutturale

Il sistema strutturale oggetto di studio è costituito da un edificio industriale monopiano in acciaio formato da cinque telai principali a campata singola con configurazione a portale e copertura a doppia falda, disposti regolarmente lungo la direzione longitudinale. I telai presentano una geometria identica e sono ripetuti con un'interdistanza costante pari a 8 m, che definisce la larghezza della campata longitudinale (Ly). La luce trasversale della struttura (Lx) è pari a 30 m. Le colonne hanno un'altezza di 9 m, mentre la copertura è caratterizzata da una pendenza del 6°. Nella direzione longitudinale, i telai portali sono collegati mediante travi in acciaio laminate a caldo, garantendo la continuità strutturale dell'edificio e favorendo la ridistribuzione delle azioni tra i telai adiacenti. Gli elementi strutturali secondari sono stati esplicitamente inclusi nel modello numerico. In particolare, gli arcarecci di copertura, disposti con un passo di 2,5 m, sostengono il manto di copertura e trasferiscono alle travi principali sia i carichi gravitazionali sia le azioni orizzontali. I controventi di copertura, collocati nelle campate terminali, hanno il compito di raccogliere le forze agenti nel piano della copertura e di trasferirle ai sistemi di controventamento verticali, garantendo un adeguato percorso di trasmissione delle azioni nella direzione longitudinale dell'edificio. Tutte le basi delle colonne sono state modellate come incastri perfetti. Per travi, colonne e arcarecci sono state adottate sezioni laminate a caldo di tipo I o H. I controventi verticali sono invece costituiti da profili tubolari a sezione quadrata formati a freddo, mentre i controventi di copertura sono realizzati mediante profili angolari laminati a caldo a sezione ad "L". Tutti gli elementi strutturali sono realizzati in acciaio

di classe S275, caratterizzato da una tensione nominale di snervamento fyk=275 MPa, una resistenza caratteristica a trazione ftk=430 MPa, e un modulo elastico di Young pari a E=210 GPa.

3.2 Applicazione del metodo

La definizione degli scenari di incendio rappresenta il primo passaggio della metodologia proposta per la valutazione della fragilità al fuoco. Le analisi preliminari sono state finalizzate all'individuazione di condizioni di incendio caratterizzate da elevata severità termica ma al tempo stesso fisicamente realistiche, in grado di generare la massima domanda strutturale nella struttura oggetto di studio. Tra l'insieme degli scenari parametrici analizzati, sono stati selezionati due casi limite da sottoporre a ulteriori approfondimenti. La scelta è stata effettuata sulla base di indicatori globali della risposta strutturale, rappresentati dalla massima freccia verticale e dal massimo spostamento orizzontale registrati durante le simulazioni. I due scenari individuati corrispondono infatti alle condizioni che producono gli inviluppi di risposta strutturale più gravosi. Gli scenari selezionati sono caratterizzati come segue:
Scenario 1 – CARDBOARD 400 MJ/m²: basso livello di carico d'incendio, fase di riscaldamento di breve durata e plateau termico limitato;
Scenario 2 – CARDBOARD 2000 MJ/m²: elevato livello di carico d'incendio, fase di riscaldamento prolungata e plateau termico particolarmente pronunciato.
I due scenari così individuati sono stati successivamente adottati come input per le analisi termomeccaniche non lineari descritte nel seguito (si veda la Figura 6).

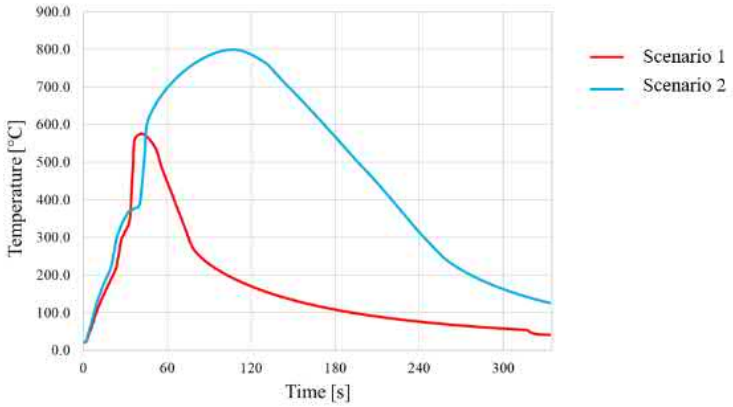


Fig. 6. Input termico per le analisi termomeccaniche in SAFIR.

La risposta termo-meccanica dell'edificio industriale in acciaio è stata analizzata mediante il software agli elementi finiti SAFIR, specificamente sviluppato per applicazioni di ingegneria strutturale antincendio. La procedura numerica adottata si articola in due fasi consecutive: (i) l'analisi termica delle sezioni trasversali e (ii) l'analisi meccanica non lineare tridimensionale della struttura. Nella prima fase sono state eseguite analisi bidimensionali di trasferimento del calore per tutte le sezioni strutturali e secondarie ritenute significative, considerando i due scenari di incendio selezionati (Scenario 1 e Scenario 2). I modelli hanno tenuto conto sia della conduzione termica all'interno delle sezioni in acciaio sia degli scambi termici convettivi e radiativi sulle superfici esposte, in accordo con le corrispondenti curve temperatura–tempo dei gas. Questa fase ha consentito di determinare le distribuzioni transitorie di temperatura e i relativi gradienti termici all'interno delle sezioni, successivamente utilizzati come input per l'analisi meccanica (Figura 7). Il modello globale

della struttura è stato sviluppato in ambiente tridimensionale mediante il preprocessore GiD. Gli elementi in acciaio sono stati modellati attraverso elementi trave, ai quali sono state associate le corrispondenti sezioni precedentemente analizzate dal punto di vista termico. L'analisi meccanica ha considerato sia la non linearità geometrica, includendo gli effetti del secondo ordine, sia la non linearità del materiale. La progressiva degradazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio alle alte temperature, in termini di rigidezza e resistenza, è stata automaticamente presa in considerazione mediante l'aggiornamento delle caratteristiche sezionali in funzione della temperatura. Successivamente è stata eseguita un'analisi termo-meccanica transitoria completa, nella quale la struttura è stata sottoposta simultaneamente ai carichi meccanici statici e alle azioni termiche variabili nel tempo. Tale approccio modellistico ha consentito di simulare l'evoluzione progressiva della risposta strutturale durante l'incendio, includendo la riduzione della rigidezza, la ridistribuzione delle sollecitazioni interne e l'eventuale insorgenza di fenomeni di instabilità. La metodologia adottata ha inoltre permesso un confronto diretto tra i due scenari di incendio considerati, evidenziando le differenze nel comportamento globale e locale della struttura in funzione del carico d'incendio specifico e della corrispondente esposizione termica. Ciò ha fornito una base coerente e affidabile per la successiva valutazione probabilistica della fragilità strutturale al fuoco.

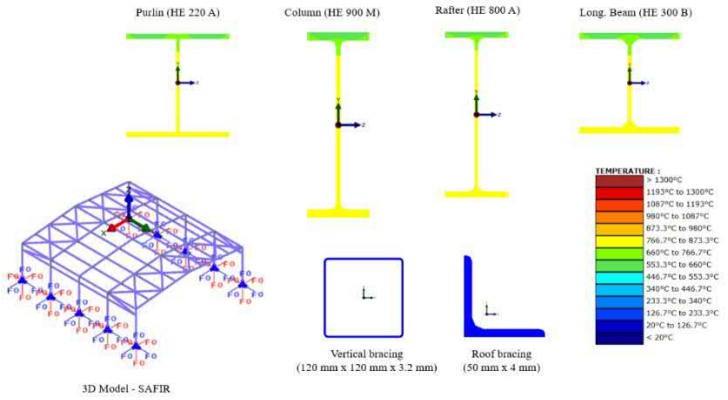


Fig.7. Campi termici nelle sezioni trasversali degli elementi strutturali e non strutturali.

3.3 Discussione dei risultati preliminari

In questa sezione vengono presentati i massimi spostamenti ottenuti dalle analisi termo-meccaniche eseguite per lo Scenario 1 e lo Scenario 2. Per ciascuno scenario di incendio, la risposta strutturale di picco è stata individuata in termini di massimo spostamento orizzontale o verticale, in funzione della modalità deformativa prevalente dell'elemento strutturale considerato. In particolare, per le colonne sono stati valutati i massimi spostamenti orizzontali, poiché la risposta è principalmente governata dalle deformazioni laterali e dai potenziali fenomeni di instabilità. Per contro, per le travi longitudinali, gli arcarecci e i puntoni di copertura sono stati considerati i massimi spostamenti verticali, in quanto l'inflessione e l'abbassamento progressivo rappresentano il parametro di domanda più significativo sotto l'azione combinata dei carichi meccanici e dell'esposizione termica. Per ciascuna categoria di elementi strutturali — colonne, travi longitudinali, arcarecci e puntoni — è stato identificato il massimo spostamento registrato durante l'intera durata dell'incendio. Tali valori sono stati successivamente adottati come Engineering Demand Parameters (EDPs) rappresentativi ai fini della valutazione della fragilità strutturale. Il confronto tra lo Scenario 1 e lo

Scenario 2 consente di evidenziare l'influenza del carico d'incendio specifico e dell'esposizione termica sia sul comportamento globale della struttura sia sui meccanismi deformativi locali dei singoli elementi. L'insieme completo dei valori massimi di spostamento ottenuti per tutti gli elementi strutturali e per entrambi gli scenari di incendio è riportato nella Tabella 2.

Tabella 2. Risultati delle analisi termomeccaniche.

ID	qf [MJ/m^2]	Spost. Colonna [m]	Spost. Trave Long. [m]	Spost. Arcarecci [m]	Spost. Puntoni [m]
Scenario 1	400	0.080	0.231	0.085	0.120
Scenario 2	200	0.015	0.083	0.217	0.130

4 CONCLUSIONI

Il presente studio ha sviluppato un framework probabilistico integrato per la valutazione della fragilità al fuoco di edifici industriali in acciaio, combinando la modellazione di scenari di incendio naturale realistici, la validazione numerica dei modelli di incendio, analisi termo-meccaniche avanzate e tecniche di regressione statistica. La metodologia proposta consente di superare i limiti delle tradizionali verifiche deterministiche di resistenza al fuoco, introducendo un approccio prestazionale basato sulla quantificazione probabilistica della vulnerabilità strutturale. L'adozione del concetto di travelling fire, unitamente alla validazione del modello a zone mediante confronto con simulazioni CFD, ha permesso di ottenere una rappresentazione fisicamente coerente della propagazione dell'incendio, mantenendo al contempo un livello di efficienza computazionale adeguato allo svolgimento di estese analisi parametriche. Le simulazioni termo-meccaniche eseguite mediante il software SAFIR hanno evidenziato la significativa influenza dell'intensità del carico d'incendio e della durata dell'esposizione termica sulla risposta strutturale. In particolare, è stato osservato come l'aumento della severità dell'incendio comporti un incremento delle deformazioni e una progressiva ridistribuzione delle sollecitazioni interne all'interno del sistema strutturale. La costruzione delle curve di fragilità mediante Cloud Analysis ha consentito di quantificare la probabilità di superamento dei livelli prestazionali prefissati in funzione delle misure di intensità dell'incendio considerate. I risultati ottenuti confermano che l'incremento del carico d'incendio specifico determina un sensibile aumento della domanda strutturale. Tuttavia, i diversi componenti della struttura mostrano differenti livelli di sensibilità alla severità dell'incendio, in relazione al ruolo svolto all'interno del comportamento globale del sistema resistente. Nel complesso, il framework proposto rappresenta uno strumento razionale e flessibile per la progettazione antincendio basata sul rischio di edifici industriali in acciaio. Attraverso la quantificazione esplicita della vulnerabilità strutturale in termini probabilistici, la metodologia sviluppata supporta processi decisionali più consapevoli, favorisce l'ottimizzazione delle strategie di protezione antincendio e contribuisce ad accrescere la resilienza delle strutture industriali soggette a scenari di incendio realistici.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato sviluppato nell'ambito del progetto "DPC – ReLUIS 2024–2026 – WP3: Modelli di vulnerabilità strutturale per pericoli naturali ed effetti industriali a cascata". Gli autori desiderano ringraziare il progetto per il sostegno finanziario ricevuto.

REFERENCES

[1] Hurley M. J., Gottuk D. T., Hall J. R., Harada K., Kuligowski E. D., Puchovsky M., Torero J. L., Watts J. M., and Wieczorek C. J. (Eds.), SFPE handbook of fire protection engineering (5th ed.), Springer, (2016).

[2] A. Lucà, B. Dal Lago, P. Tucci, Simulazione fluidotermodinamica di incendi in ambienti industriali con combustibile polimerico, 2025

[3] J. M. Franssen, SAFIR: a thermal and structural program for modeling structures under fire, Engineering Journal, 42 (3), 143-158, 2005.

[4] A. Miano, H. Ebrahimian, F. Jalayer, A. Prota, Reliability estimates of the compressive concrete strength based on non-destructive tests, 15 (19), 14644, 2023.

[5] A. Miano, A. Mele, C. Del Gaudio, G.M. Verderame, A. Prota, Updating of the seismic fragility curves for RC buildings subjected to slow-moving settlements. Journal of Building Engineering, 86, 108907, 2024.

[6] A. Miano, P. Iacovazzo, A. Mele, M. Di Ludovico, A. Prota, Seismic fragility of simply supported RC bridges with circular piers: a proposal for capacity assessment. Engineering Structures, 302, 117426, 2024.

[7] D. de Silva, A. Miano, G. De Rosa, F. Di Meglio, A. Prota, E. Nigro, Analitycal fire fragility assessment for bridges considering fire scenarios variability, 325, 119442, 2025.

[8] F. Jalayer, H. Ebrahimian, A. Miano, Record-to-record variability and code-compatible seismic safety-checking with limited number of records. Bulletin of Earthquake Engineering, 19(15), 6361-6396, 2021.

[9] F. Jalayer, H. Ebrahimian, A. Miano, G. Manfredi, H. Sezen, Analytical fragility assessment using unscaled ground motion records. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 46(15), 2639-2663, 2017.

PAROLE CHIAVE

edifici industriali in acciaio; ingegneria della sicurezza antincendio; valutazione della fragilità al fuoco.

COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI UNA COPERTURA DI UN PALAGHIACCIO IN ACCIAIO NON PROTETTO SOGGETTA AD INCENDIO

FIRE RESPONSE OF AN UNPROTECT STEEL ROOF IN AN ICE STADIUM

Luca Possidente[1]
Mauro Brigida[2]
Daniele Andriotto[3]
Safety-Fire
Milan, Italy
possidente@safety-fire.it
mauro@safety-fire.it
andriotto@safety-fire.it

Nicola Tondini[4]
University of Trento
Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering
Trento, Italy
nicola.tondini@unitn.it

ABSTRACT

Fire represents a major hazard for unprotected steel structures, which are highly vulnerable to elevated temperatures. Therefore, evaluating the structural response under realistic fire scenarios is essential. This study investigates a steel roof structure in an ice stadium in Italy. The roof structure consists of steel trusses suspended on an external steel arch system and includes both single and built-up steel members. Within a Fire Safety Engineering (FSE) framework, the most critical fire scenario was defined using statistics from the Italian Fire Brigade. The structural fire response was assessed through a three-step numerical approach: fire and smoke development were simulated using Computational Fluid Dynamics, Heat-transfer analyses determined temperature evolution in steel members, and nonlinear structural analyses were conducted to evaluate thermomechanical behavior. An approach based on the prescriptive ISO 834 fire curve was also applied for comparison. Results show that, under a more realistic natural fire scenario, the structure exhibited only limited deformations. In contrast, the analysis based on the prescriptive fire curve led to structural collapse, suggesting that fire protection measures should be implemented to ensure the required safety level. The study demonstrates that detailed fire modeling can show retrofitting is unnecessary, reducing costs without com-promising structural safety.

SOMMARIO

Il fuoco rappresenta un grave pericolo per le strutture in acciaio non protette, particolarmente vulnerabili alle elevate temperature; per questo motivo è fondamentale valutarne la risposta in scenari d'incendio realistici. Questo studio analizza la copertura in acciaio di un palazzetto del ghiaccio italiano, costituita da travi reticolari sospese a un sistema di archi esterni e composta da elementi singoli e sezioni accoppiate. Nell'ambito del Fire Safety Engineering (FSE), lo scenario d'incendio più critico è stato definito sulla base delle statistiche del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco. La risposta strutturale è stata valutata mediante un approccio numerico in tre fasi: simulazione dello sviluppo dell'incendio e dei fumi tramite analisi fluidodinamica computazionale, analisi termiche per determinare l'evoluzione delle temperature negli elementi in acciaio e analisi strutturali non lineari per studiare il comportamento termomeccanico. A fini comparativi è stata inoltre considerata la curva d'incendio prescrittiva ISO 834.I risultati mostrano che lo scenario realistico produce deformazioni limitate, mentre l'approccio prescrittivo conduce al collasso strutturale, suggerendo l'adozione di protezioni antincendio. Lo studio evidenzia come una modellazione dettagliata dell'incendio possa evitare interventi di adeguamento non necessari, riducendo i costi senza compromettere la sicurezza strutturale.

1 INTRODUCTION

Fire constitutes a major threat for steel structures, especially in large and ageing buildings designed according to outdated standards, often characterised by limited structural redundancy and/or insufficient fire resistance with respect to the standards in force. Consequently, existing steel buildings may present critical vulnerabilities when exposed to fire. Moreover, many of these structures were conceived without considering advanced performance-based fire engineering approaches, which are nowadays increasingly adopted.

In detail, older steel buildings often rely on limited redundancy, meaning that the failure of a single critical element may trigger disproportionate or progressive collapse mechanisms. Moreover, large buildings are often associated with high fire loads, due to combustible materials, furnishing systems, and commercial or storage activities. Finally, fire-induced damage or collapse in highly occupied facilities may lead to severe societal and economic consequences. Tragically iconic events such as the World Trade Center collapse (2001) [1], the Windsor Tower Fire (2005) [2], and the Plasco building collapse (2017) [3] highlighted the potentially catastrophic effects of severe fires on large steel structures and the need for accurate structural fire assessments.

In this context, performance-based fire engineering approaches allow a more realistic representation of fire scenarios and structural behaviour compared with traditional prescriptive methods, which are often overly conservative. As a result, advanced numerical analyses may support more efficient and economical fire protection strategies while still ensuring adequate safety levels

In this study, a performance-based approach is adopted to investigate the structural fire response of an ice stadium constructed in Italy in 1989. A realistic fire scenario was considered, selected based on statistics from the Italian Fire Brigade. A detailed modelling of the fire, involving the ignition and propagation of the fire in the changing rooms, was developed to perform Computational Fluid Dynamics (CFD) simulations using FDS [4]. Thermomechanical analyses were carried out using SAFIR [5] to capture the structural response accounting for the temperature fields developing inside the structural elements. Particular attention was de-voted to the modelling of the arch-suspended steel roof, composed of conventional H-shaped and built-up steel sections. For comparison purposes, the analysis was carried out considering an alternative approach, in which a prescriptive fire curve was adopted rather than the results of the CFD analysis. The results indicate that the structure can withstand the realistic fire scenario, while the adoption of a prescriptive fire curve leads to the collapse of the roof in a few minutes. This highlights the significance of advanced fire modelling

techniques in the assessment of existing steel structures in order to avoid over-conservative and unrealistic outcomes that may suggest that an adequate safety standard cannot be met without the adoption of fire protection measures.

2 CASE STUDT

2.1 Ice Stadium

The case study consists of an ice stadium located in the centre of Italy, at an altitude of 1348 m. The stadium measures 90 m in length, 55 m in width, and 17 m in height, rising to 25 m when the external arch is included. Figure 1 shows the different floor levels and views of the ice stadium. The lowest floor, i.e., the basement, is partially below ground level, while the ground floor comprises the ice skating area, as well as changing rooms, storage areas, and of-fices. The first floor mainly comprises spectator stands and balconies, including large glazing or windows.
Concrete perimeter walls and columns were designed to resist both vertical and lateral loads (e.g., wind and seismic actions). Preliminary analyses showed that they only become critical at very high temperatures and typically much later than the steel roof elements. Hence, the study focuses on the roof system as a critical structure. The roof system consists of steel truss beams suspended to an external steel arch.

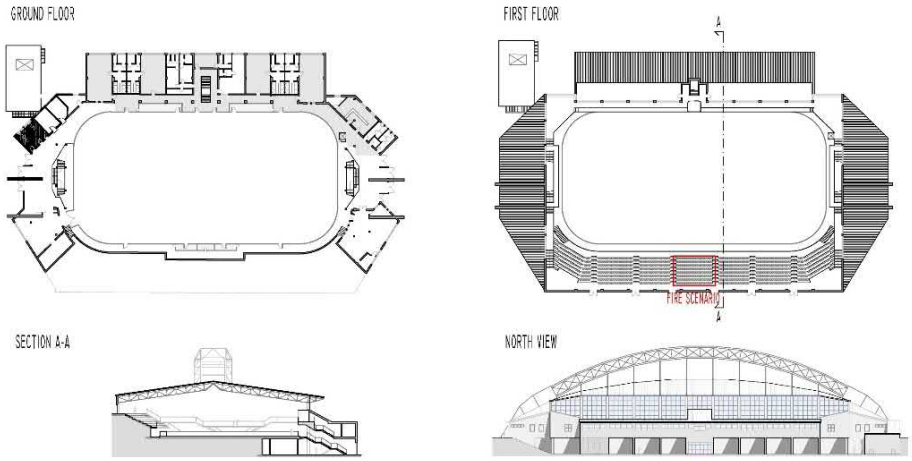


Fig. 1. Case study

All the structural elements are not protected against fire and consist of S355 steel (i.e., yield strength fy = 355 MPa). The structural element typology of the steel roof and arch is reported in Table 1 and Table 2, respectively. The two structures were designed using typical H and built-up sections, connected tip-to-tip ([]) or back-to-back (][). For the built-up sections, the distance between the two UPN sections varies depending on the element, spanning from 12 mm to 297 mm.
The 3D structural model developed in SAFIR [5] is shown in Figure 2 to help visualize the different steel sections and the boundary conditions. The boundary conditions were implemented as per design, in which the roof trusses were connected to the concrete walls by de-vices acting as rollers or hinges. The arch was designed to be fixed at both ends at the level of the top and bottom chords. Connections between steel elements were designed as internal hinges, and therefore, internal hinges

were modelled at the end of the structural elements, except for the chords of the arch and the roof, and the perimetral vertical webs connecting the top and bottom chords of the roof on one side.

Table 1. Design of the steel roof

Element	Type	
Chords	HEA200	HEB120
Vertical webs	HEB120	][UPN 65
Diagonal webs	][UPN 120	
Horizontal webs	][UPN 80	
Transversal diagonal webs	UPN 80	
Horizontal bracings	UPN 80	
Secondary beams	HEA220	

Table 2. Design of the external steel arch

Element	Type	
Chords	HEA340	
Vertical webs	[] UPN 100	
Diagonal webs	[] UPN 100	][UPN 100
Horizontal webs	][UPN 100	][UPN 200
Transversal diagonal webs	][UPN 100	
Horizontal bracings	[] UPN 100	
Hanging system	][UPN 100	

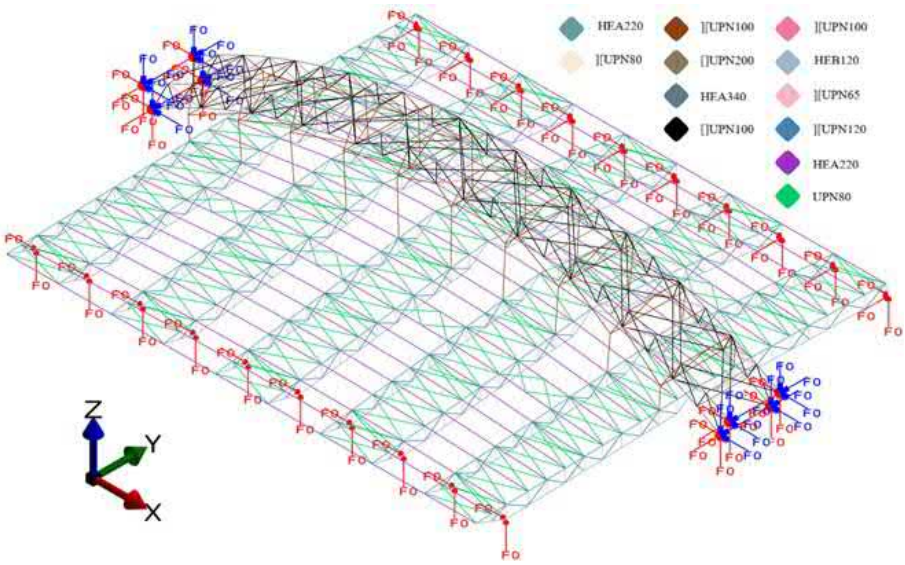


Fig. 2. Numerical model of the roof system

The loads on the roof were defined as follows. A Dead Load equal to 0.39 kN/m^2 comprising g_1 = 0.34 kN/m^2 for the selfweight of roof panels and g_2 = 0.5 kN/m^2 for the nonstructural equipment. The contribution of the selfweight of the structural members was applied directly to these elements. The Snow Load was assumed equal to q_s = 0.65 kN/m^2 based on the Italian climate region Zone I – Mediterranean at 1348 m of altitude, as defined in the Italian Building Code (Normative Tecniche delle costruzioni, NTC 2018) [6]. No Live Load was considered for the roof as it can be accessed only for maintenance.

2.2 Fire scenario selection

The fire scenario analysed was identified in accordance with the technical specifications ISO TR 133872 [7] and ISO TS 16733 [8], considering different initiating events and possible emergency developments. Based on statistical data from the Italian Fire Brigade [9], the selection of credible ignition sources was carried out with reference to the building use. Table 1 summarises the relevant initiating events and their associated frequencies. Considering only those applicable to the present case study, electrical faults were identified as the most probable cause and were therefore adopted as the basis for scenario definition. The fire location was determined from the design drawings and the information provided by the Client. As shown in Figure 3, the fire was located in the changing rooms on the ground floor. A short circuit in an electrical component with subsequent propagation to the rubber floor within the compartment was assumed. This scenario represents one of the most critical cases for evaluating compliance with Fire Resistance requirements associated with the assigned performance level.

Table 3. Fire statistics [9]

Event/causes	Events ratio in 2022 [%]	Relevant to the case study	Ratio of relevant events [%]
Electrical faults	4.2	YES	64.6
Chimneys	4.2	NO	
Cigarettes	1.6	YES	24.6
Lack of FSMS* implementation	0.7	YES	10.8
Selfignition	0.7	NO	
Overheating of machinery	0.5	NO	
Electrical appliances (PC)	0.3	NO	
Lightning	0.3	NO	
Friction sparks	0.2	NO	
Others	6.1	NO	

* FSMS *Fire Safety Management System*

3 NUMERICAL ANALYSES AND RESULTS

The aim of the numerical analysis is to capture the structural response of the steel roof system under the fire scenario defined in the previous section. A performance-based approach is adopted, in which fire ignition and spread, steel temperature, and structural response are simulated with a three-step procedure, involving numerical analyses by means of the FDS software [4] and SAFIR [5].

Compared with a prescriptive approach - where deemed-to-satisfy solutions are used to meet safety requirements, the performance-based approach requires greater time and technical expertise from engineers, but it allows for more realistic fire representation. To illustrate the advantages of the performance-based approach, the structural response is also evaluated using a prescriptive fire model, as described in EN1991-1-2 [10], in which the ISO834 fire curve is assumed as the gas temperature resulting from a generic fire. In this case, the ignition and spread of the fire are not simulated, and only SAFIR [5] is used to obtain the steel temperature and the structural response. The two cases are hereafter referred to as the "scenario-based fire" and the "ISO 834 fire," respectively.

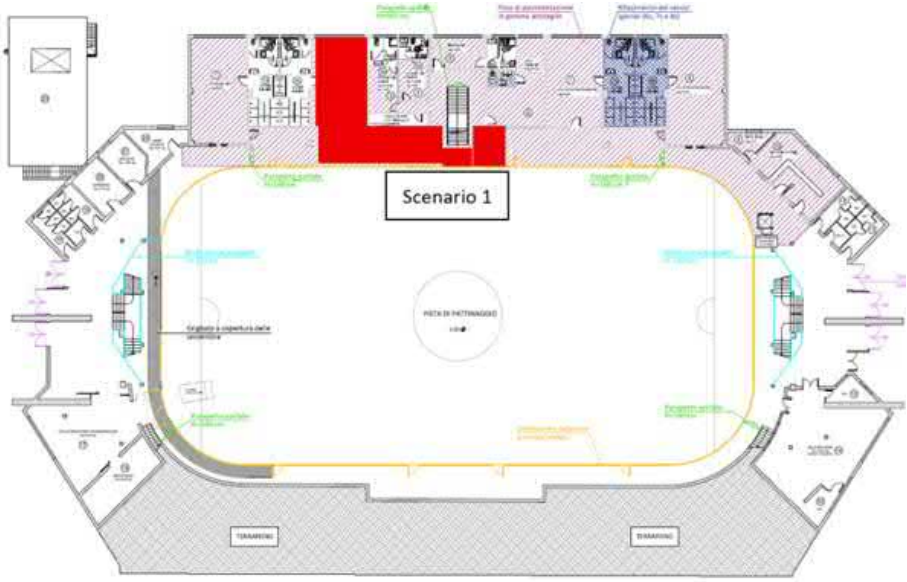


Fig. 3. Position of the fire scenario

3.1 Scenario-based fire

To simulate the ignition and spread of the fire and capture the flow and distribution of hot gases, a Computational Fluid Dynamics (CFD) model of the whole building was developed in FDS [4], including relevant internal obstructions and partitions, and openings. A preliminary sensitivity analysis was carried out to determine the mesh size, resulting in a 15 cm x 15 cm x 15 cm mesh size deemed adequate to represent the fire characteristics. Figure 4 shows the Rate of Heat Release (RHR) obtained for the FDS model based on recommendations of the SFPE Handbook [11] and the Italian Fire Prevention Code [12]. Figure 5 shows the gas temperature distribution obtained with the CFD analyses in the transversal direction at time t = 1250 s. The gas temperatures Tg are much higher in the rooms where the fire develops, com-pared with the ceiling level. Here, the gas temperatures are very low, and hence, the thermal attack on the steel roof is not as important as, for instance, in the case of a prescriptive fire curve.

The evolution of the temperature field inside the steel elements was derived from Heat-transfer analyses performed with SAFIR [5]. Heat-transfer analyses were performed for the members inside the hot gas zone. The temperatures obtained from the CFD analysis were applied as boundary

conditions, considering exposure on all sides. As frequently considered in recent literature, e.g. [13], and recommended in EN 1993-1-1 [14] in the case of closely spaced built-up members, the built-up sections were considered as single integral members.

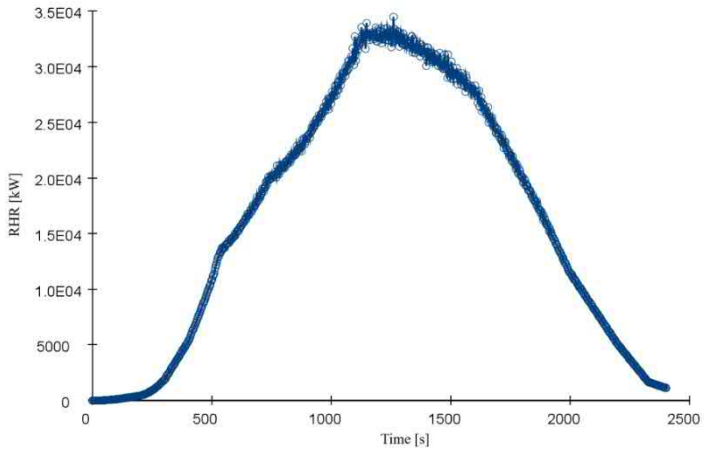


Fig. 4. Rate of Heat Release (RHR) for the scenario-based fire

The arch was not affected by thermal attack, and therefore, no Heat-transfer analysis was necessary for its structural elements. Figure 6 compares the gas temperature T_g and the temperature in the centre of mass of the steel section T_{sec} for the Heat-transfer analysis of a perimetral secondary beam of the roof. Steel temperatures $T_{sec,SC1}$ are lower than 140 °C and therefore, the steel undergoes no reduction in yield strength f_y and only a small reduction in Young's modulus E, according to EN1993-1-2 [15].

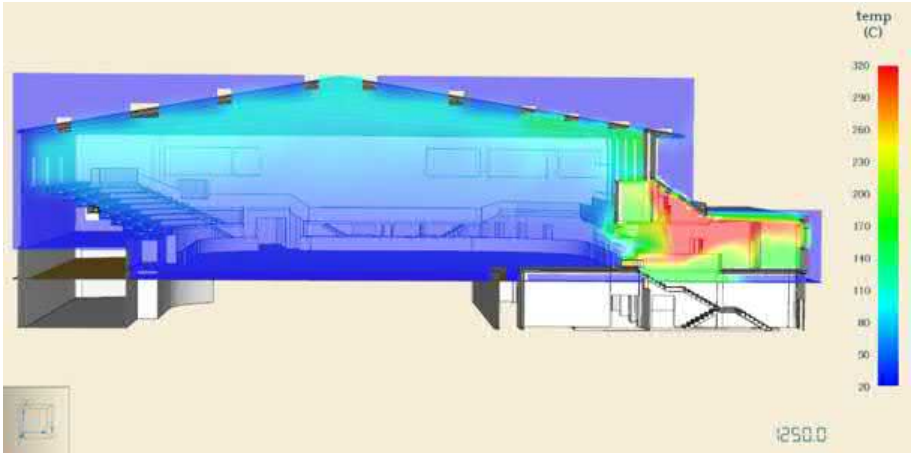


Fig. 5. Temperatures at t = 1250 s in the scenario-based fire

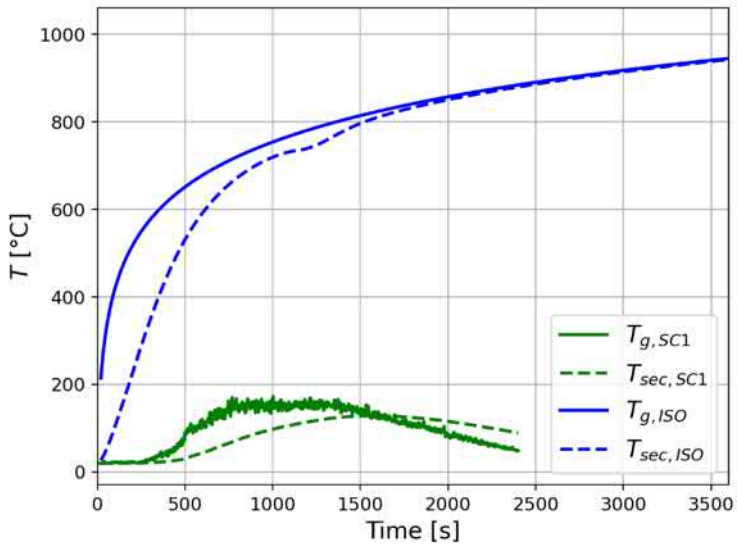


Fig. 6. Gas and steel temperatures in a perimetral secondary beam in the scenario-based (SC1) and ISO834 (ISO) fire

Finally, the structural behaviour of the roof accounting for the heated elements was simulated in SAFIR [5]. Dynamic analyses were performed to better capture the final collapse phase. The first step of the structural analysis consisted of the application of gravity loads, as per the fire load combination, defined according to the NTC [6]:

$$q_d = g_1 + g_2 + \psi_{21} q_s \tag{1}$$

where $\psi_{2S1} = 0.2$ is the combination factor ψ_{2j} for snow loads at an altitude higher than 1000 m. Once the loads were applied, they were held constant for the remainder of the analysis, and the evolution of the temperature field within the steel elements was considered.
The analysis showed that the structure can withstand the whole duration of the scenario-based fire. Figure 7 shows the deformed configuration of the structure for the scenario-based fire at time t = 1715 seconds, when the highest overall displacements are measured. The colours show the vertical displacement of the structure. The largest displacements are observed in a few slender bracings designed to work in tension. The loads are effectively redistributed to less stressed elements, which undergo limited vertical displacements, never exceeding 80 mm where $\psi_{2S1} = 0.2$ is the combination factor ψ_{2j} for snow loads at an altitude higher than 1000 m. Once the loads were applied, they were held constant for the remainder of the analysis, and the evolution of the temperature field within the steel elements was considered.
The analysis showed that the structure can withstand the whole duration of the scenario-based fire. Figure 7 shows the deformed configuration of the structure for the scenario-based fire at time t = 1715 seconds, when the highest overall displacements are measured. The colours show the vertical displacement of the structure. The largest displacements are observed in a few slender bracings designed to work in tension. The loads are effectively redistributed to less stressed elements, which undergo limited vertical displacements, never exceeding 80 mm.

3.2 ISO834 fire

In this case, the CFD analysis was not necessary as the ISO834 fire curve was assumed as the gas temperature. Heat-transfer analyses were performed in SAFIR [5], applying the fire curve to all the elements of the steel roof, conservatively considering an exposure on all sides. Figure 6 compares the gas temperature T_g and the temperature in the centre of mass of the steel section T_{sec} in a perimetral secondary beam of the roof. Steel temperatures $T_{sec,ISO}$ are significantly higher and increase faster compared with the scenario-based fire. In this case, also the yield strength f_y starts to degrade as temperatures of 400°C are exceeded after only 350 s. The results of the Heat-transfer analyses were considered in a structural analysis in SAFIR [5].

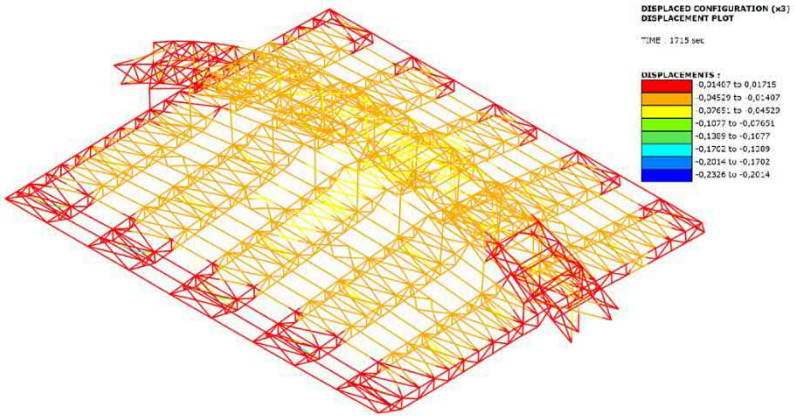


Fig. 7. Displaced configuration and vertical displacements in the scenario-based fire

As for the scenario-based fire, the fire load combination was used for the gravity loads, which were applied first, and then kept constant when the temperature evolution was applied.
The analysis showed that the structure cannot withstand the ISO fire. Figure 8 shows the de-formed configuration of the structure for the scenario-based fire at time $t \approx 557$ seconds, i.e., less than 10 minutes, when collapse is observed. This result shows that an adequate performance level cannot be guaranteed. Indeed, as the fire load $q_{f,d}$ considered for the ice-stadium is equal to 365 MJ/m^2, the minimum fire resistance required according to the Italian Fire Prevention Code [12] is 30 minutes. The largest vertical displacements are observed in the area of the 3rd roof truss, reaching almost 800 mm. The structure undergoes a sudden collapse due to the buckling of the rooftruss.
The buckling of the roof truss can be observed in Figure 9, showing the lateral displacements $u_{1,ISO}$ at three distinct joints of the bottom chord. Before collapse, the joints move all in the same direction due to thermal expansion of the roof elements. However, in the last steps of the analysis, the displacements $u_{1,ISO,M}$ increase more slowly, while the displacements $u_{1,ISO,R}$ in-crease faster, until the two joints abruptly move in opposite directions. The displacement $u_{1,ISO,L}$ grows more slowly due to the proximity of the joint to the support, but a runaway dis-placement is also observed at this joint.

4 CONCLUSIONS

This paper showed the fire response of the steel roof of an ice stadium through a three-step numerical procedure involving Computational Fluid Dynamics (CFD), Heat-transfer, and structural analyses. The study focused on a fire developing in the ground floor changing rooms. A performance-based approach, involving the numerical simulation of the fire ignition and development, and

thermomechanical behaviour of the structural elements, was adopted. The results were compared with an approach in which the fire modelling is substituted with a prescriptive fire curve. The results highlight the importance of fire modelling on the predicted structural response. Indeed, in the performance-based fire analysis, the global stability of the steel roof was maintained throughout the fire event. Conversely, the application of the prescriptive fire curve led to substantially more severe structural consequences. One of the steel trusses of the roof reached failure due to buckling in less than 10 minutes, causing the sudden collapse of the roof. According to this assessment, additional passive fire protection measures would be re-quired to avoid collapse and meet adequate safety standards, i.e., 30 minutes fire resistance, highlighting the advantages of applying the performance-based design approach for the assessment of such an existing large span steel structure. In fact, compared with traditional pre-scriptive fire scenarios, realistic fire modelling allows a more accurate representation of fire development and structural behaviour, which can help avoid excessively conservative assumptions that can entail unnecessary and costly fire protection interventions, as in this case.

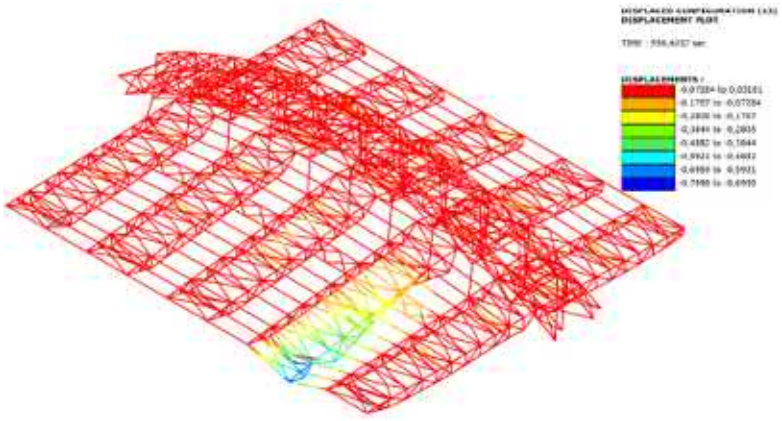


Fig. 8. Displaced configuration and vertical displacements in the ISO834 fire

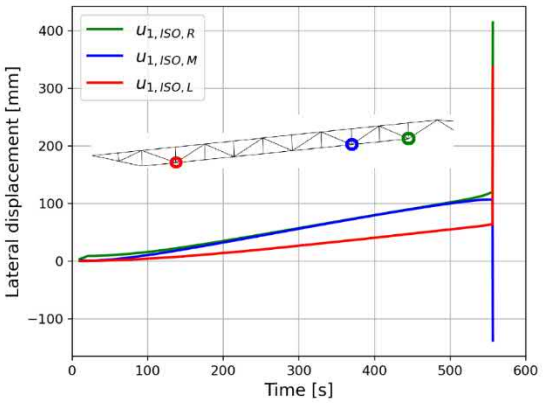


Fig. 9. Lateral displacements of the bottom chord of the collapsing roof truss for the ISO834 (ISO) fire

ACKNOWLEDGMENT

Nicola Tondini gratefully acknowledges the support received from the Italian Ministry of Education, University and Research (MIUR) in the frame of the 'Departments of Excellence' (grant L 232/2016).

REFERENCES

[1] Usmani, A. S., Chung, Y. C., Torero, J. L., How did the WTC towers collapse: a new theory, Fire Safety Journal, 38, 2003, 501–533.
[2] INTEMAC, Fire in the Windsor building, Madrid. Survey of the fire resistance and residual bearing capacity of the structure after the fire, INTEMAC NIT 2–05, 2005.
[3] Shakib, H., Zakersalehi, M., Jahangiri, V., Zamanian, R., Evaluation of Plasco Building fire-induced progressive collapse, *Structures*, 28, 2020, 205–224.
[4] McGrattan, K., et al., Fire Dynamics Simulator User's Guide, NIST Special Publication 1019.6, 2013, 1–339.
[5] Franssen, J. M., Gernay, T., Modeling structures in fire with SAFIR: theoretical background and capabilities, *Journal of Structural Fire Engineering*, 8(3), 2017, 300–323.
[6] Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Updating of Technical Standards for Construction), D.M. 17/01/2018, 2018.
[7] International Organization for Standardization, ISO/TR 13387-2: Fire Safety Engineering - Application of Fire Performance Concepts to Design Objectives - Part 2: Design Fire Scenarios and Design Fires, ISO, Geneva, Switzerland, 1999.
[8] International Organization for Standardization, ISO/TS 16733: Fire Safety Engineering - Selection of Design Fire Scenarios and Design Fires, ISO, Geneva, Switzerland, 2006.
[9] Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, Annuario Statistico del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, Rome, Italy, 2023.
[10] CEN (European Committee for Standardization), Eurocode 1: Actions on Structures - Part 1-2: General Actions - Actions on Structures Exposed to Fire, EN 1991–1–2, Brussels, Belgium, 2002.
[11] SFPE, SFPE Handbook of Fire Protection Engineering, 5th ed., *Springer*, New York, 2016.
[12] Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, No. 192, 20/08/2015, S.O. No. 51, 2015.
[13] Possidente, L., Tondini, N., Battini, J. M., Torsional and flexural-torsional buckling of compressed steel members in fire, *Journal of Constructional Steel Research*, 171, 2020.
[14] CEN (European Committee for Standardization), Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, EN 1993–1–1, Brussels, Belgium, 2005.
[15] CEN (European Committee for Standardization), Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design, EN 1993–1–2, Brussels, Belgium, 2005.

KEYWORDS

Steel structure, Arch-suspended roof, CFD, Performance-based approach, Fire Safety Engineering.

ANALISI DEGLI EDIFICI IN ACCIAIO SOGGETTI ALL'AZIONE CONCATENATA DI TERREMOTI E INCENDI

ANALYSIS OF STEEL BUILDINGS UNDER EARTHQUAKE-FIRE CHAINED ACTIONS

Chiara Rossi, Filippo Motta
Sapienza University of Rome
Department of Structural and Geotechnical Engineering
Rome, Italy
c.rossi@uniroma1.it,
motta.pippo@hotmail.com

Mattia Francioli, Francesco Petrini
Sapienza University of Rome
Department of Structural and Geotechnical Engineering
Rome, Italy
mattia.francioli@uniroma1.it
francesco.petrini@uniroma1.it

ABSTRACT

This paper presents a multi-hazard engineering methodology for the evaluation of steel frame structures subjected to a sequential earthquake-fire-earthquake scenario. In traditional design codes, seismic and fire actions are typically assessed independently, however, historical post-earthquake fire events indicate that earthquake-induced damage significantly enhances structural vulnerability to subsequent thermal actions, leading to potential collapse under aftershocks. To address this effect, this study proposes an extension of the performance-based N2 Method to sequential chain events. A structural model is first subjected to the main seismic shock to establish the state of the post-earthquake. Subsequently, a non-linear transient or quasi-static thermal analysis is carried out on the degraded system, taking into account temperature-dependent mechanical properties, cross-sectional degradation, and geometric non-linearities (such as thermal buckling and catenary effects). Finally, the capacity curve of the structure is updated to evaluate the residual performance against aftershocks in the acceleration-displacement response spectrum (ADRS) format. The method is validated using a 2-storey steel building, highlighting the critical role of material and geometric non-linearities in safeguarding global collapse.

SOMMARIO

Questo articolo presenta una metodologia ingegneristica multi-hazard per la valutazione di strutture a telaio in acciaio soggette a uno scenario sequenziale sisma-incendio-sisma. Nelle normative tradizionali, l'azione sismica e l'incendio vengono trattati separatamente. Tuttavia, gli eventi storici dimostrano che i danni sismici aumentano la vulnerabilità all'azione termica, portando a possibili

collassi sotto scosse di assestamento. Il lavoro propone un'estensione del Metodo N2 prestazionale, originariamente concepito per la progettazione antisismica, per catene di eventi. La struttura viene inizialmente analizzata sotto la scossa principale per definirne lo stato di danno. Successivamente, viene eseguita un'analisi termo-meccanica non lineare sul sistema degradato, considerando le proprietà termo-dipendenti dell'acciaio e le non linearità geometriche (fenomeni di instabilità anticipata dalle alte temperature ed effetto catenaria). Infine, la curva di capacità viene aggiornata per valutare le prestazioni residue verso le repliche sismiche nel piano ADRS. La metodologia viene applicata a un edificio di 2 piani, evidenziando il ruolo delle non linearità nel governare la risposta globale.

1 INTRODUCTION

Due to the use of increasingly complex structural systems, natural phenomena becoming more devastating and also to climate change, it is at today important to consider exceptional events, such as Multi-Hazard (MH) scenarios, where interaction between different hazards acting on the structure is possible. The concept of structural design in a MH environment is not immediate: several problems arise, primarily related to the type of interaction between the considered hazards. Usually [1], it is possible to have Concurrent-Independent hazard when neither one triggers or intensifies the other one and they do not correlate in nature (as wind and earthquake), Concurrent-Correlated hazard when the intensities of the hazards are correlated and cannot be considered individually (as wind and sea motion) and Chained hazard when the intensities or the effects of chained hazards are correlated to a main hazard (accidental or natural event triggered by a main event) [2]. The last type of described interaction is the one considered in this work, with earthquake being the main hazard and fire the chained one. Given the complexity of possible scenarios, which can depend on numerous factors, the assumed MH case represents a plausible sequence of events: the considered scenario represents the situation in which an earthquake determines damages to the structure to the extent of causing a fire to break out in one of its compartments (usually where technical installations are located): the fire blazes in a structure already damaged by the mainshock (MS) seismic event and, as it frequently happens, the structure could be affected by minor aftershocks (ASs), thus impacting a structure damaged by both hazards (i.e., earthquake and fire). This issue received more attention following the events that occurred in Japan in 2011 [3, 4]: studies [5, 6] have highlighted how factors of mechanical nature (degradation of the material), geometric (increase in stress due to irreversible deformations) and damage to non-structural components determine a reduction in structural resistance. Probabilistic approaches [7, 8] have been developed to incorporate the sources of variability into the analysis in order to obtain fragility functions that are representative of the structural behaviour when fire develops after a main seismic event, involving high computational complexity. Thus, the study focuses on a rare but realistic MH situation (which represents the sequence of events “earthquake” and “fire”), in order to develop a clear and comprehensive procedure that allows for the extension of the analysis method introduced in the 1990s by Fajfar and Gaspersic and outlined in EC8 (referred to as the N2 method) [9, 10] specifically for assessing efficiently the structural performance at the end of the sequence of considered events. To monitor the state of the considered structure (a 2D steel building frame) during various analyses, a finite element analysis which allows for modeling geometric and material nonlinearities and ensures the capability to perform thermal-depended analyses is used.

2 METHODS

2.1 Seismic Performance Assessment

The analyses conducted to assess the behaviour of the structure under seismic conditions involve nonlinear static analyses (pushover), aiming to obtain the so-called capacity curve. This curve

depicts the base shear versus lateral displacement of a control node, typically positioned at the top of the structure. By accurately representing the structure by a finite element model, considering not only elastic but also plastic behaviour, it becomes possible to observe the structural response as the plasticization of structural elements progresses. Indeed, the N2 Method [9] represents a straightforward procedure for evaluating structural performance in the case of seismic action. It involves identifying the "performance point", which corresponds to the intersection between the demand curve (represented by the demand spectrum in the ADRS plane, associated with the corresponding limit state) and the capacity curve obtained from the pushover analysis. By comparing demand (represented by the performance point in terms of seismic required displacement or ductility) and capacity (represented by the maximum displacement or ductility which can be developed in the structure), the performance of the building can be assessed. The steps envisaged by the N2 method are briefly described below.

1. *Data Definition*: the initial data are defined, such as the geometry, masses and sections of the structure, as well as the elastic spectrum in acceleration S_{ae} corresponding to a specified limit state, T_C (spectrum plateau) and duration of ground motion T_D.
2. *Demand Spectra in ADRS Format*: the spectrum defined in the previous point is processed to be inserted into the ADRS plane and then transformed from elastic to inelastic using the R_μ factor (which is related to the parameter μ, the structural ductility).

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \tag{1}$$

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \tag{2}$$

$$\begin{cases} R_\mu = (\mu - 1)\frac{T}{T_C} + 1 & T < T_C \\ R_\mu = \mu & T \geq T_C \end{cases}, \tag{3}$$

where $\mu = D/D_y$, D is the maximum displacement and D_y is the yield displacement.

3. *Push-Over Analysis*: a distribution of horizontal forces {P} which reflects the first vibration mode {Φ} is applied to the considered structure; at the end of the analysis the capacity curve (base shear - displacement of the monitored point) is obtained.

$$\{P\} = [M]\{\Phi\}, \; P_i = m_i \phi_i \tag{4}$$

Being mi the mass of the i-th floor and fi the modal displacement if the i-th floor.

4. *Equivalent SDOF Model*: the multi degree of freedom quantities (Q) is transformed into the single degree of freedom equivalent (Q^*), using the modal participation factor Γ. Thus, from the initial structure an ideal system with the mass (m^*) concentrated is obtained and an approximate elasto-plastic force (F^*) – displacement relationship is evaluated; the push-over curve obtained is then bi-linearized using the subtended area criterion, imposing the passage of the elastic part at 0.6 times the maximum force registered (F_{max}) (thus determining F_y^*, D_y^* and consequently T^*). The point which has a 15% reduction of maximum capacity is assumed represents the end of the curve. The force F^* is then divided by the mass m^* of the SDOF system to fit the capacity curve into the ADRS plane (being S_a the capacity of the SDOF model).

$$m^* = \sum m_i \phi_i, \quad Q^* = \frac{Q}{\Gamma}, \qquad \Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}, \qquad T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}}, \qquad S_a = \frac{F^*}{m^*} \tag{5}$$

5. *Seismic Demand for SDOF Model*: the inelastic demand spectrum is compared in the ADRS plane with the previously identified capacity curve of the structure.

$$\begin{cases} D^* = S_d = \dfrac{S_{de}}{R_\mu}\left(1 + \left(R_\mu - 1\right)\dfrac{T_C}{T^*}\right) & if\ T^* < T_C \\ D^* = S_d = S_{de} & if\ T^* \geq T_C \end{cases} \tag{6}$$

with D^* representing the displacement demand for the SDOF model.

6. *Global seismic demand for the MDOF model: t*he displacement demand of the system with single degree of freedom is transformed to the top displacement of multi degrees of freedom model (D_t).

$$D_t = \Gamma D^* \tag{7}$$

7. *Local Seismic Demand*: the push-over analysis is performed for the MDOF model up to the top displacement D_t (or to an amplified value of D_t) and local quantities (e.g. story drifts, rotations) are determined.
8. *Performance Evaluation*: local and global seismic demand is compared with capacity to the required level of performance.

The typical output of the N2 method is the one shown in Figure 1, where the case of a structure satisfying the performance requirements (Capacity is larger than Demand) is shown.

2.2 Fire analysis

When a hazard like fire is being considered, accounting for material and geometric nonlinearities has proven essential: the performed analyses require modeling the nonlinear properties of the material and structural elements to observe the complex phenomena governing the behaviour under fire, due to the significant deformations and distortions involved. Fire can be modelled as a variation in temperature perceived by the structural elements [11]. Usually, fire phenomenon is modelled through the so-called fire curve, which monitors the temperature of the gases adjacent to the structural elements; there are four phases identified in the curve (ignition, growth, full development and decay), in which a crucial role is played by the flashover point: due to the high temperatures, after this point, all the material in the compartment becomes combustible, determining a further sudden, almost instantaneous, increase in the temperature of the gas. In literature, many curves can be found to represent the temperature variation during fires, and in many of them the pre-flashover part is neglected as cautelative assumption; the reference curve indicated in codes and standards for the post-flashover phase is the so-called ISO-834 curve (Fig. 2). It is important to say that active fire protection measures (e.g. sprinklers) can significantly reduce the fire action by limiting the maximum temperature and the development time of the fire (Fig.2).

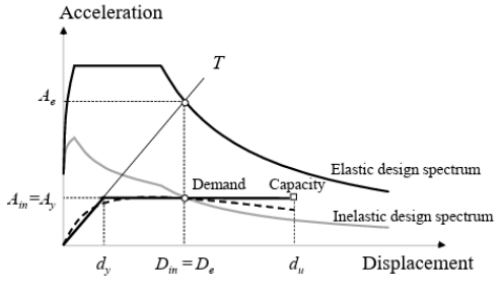


Fig. 1. Typical output of the N2 method (adapted from Fajifar "PETER FAJFAR, The Story of the N2 Method; CSI-IAEE " [12])

This is a simplified modeling of the post-flashover phase and is characterized by a very pronounced initial slope, because it must describe the temperature trend immediately after the flashover point. A valid alternative to the ISO-834 curve is represented by parametric curves: these are calibrated and experimentally validated curves that vary based on the choice of some parameters that govern the fire phenomenon, such as the opening factor (i.e., the amount of ventilation in a fire compartment) or thermal inertia (i.e., the degree of slowness with which its temperature reaches that of the environment).

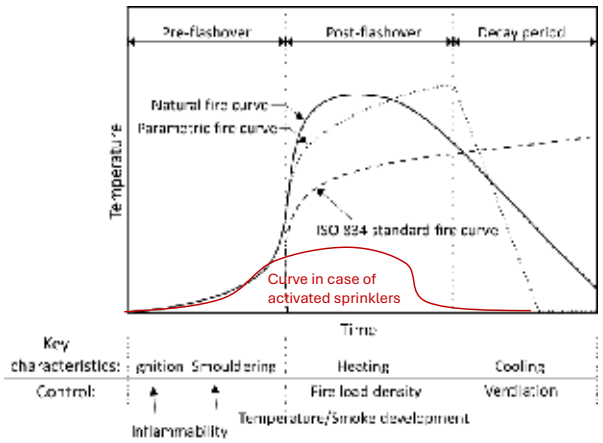
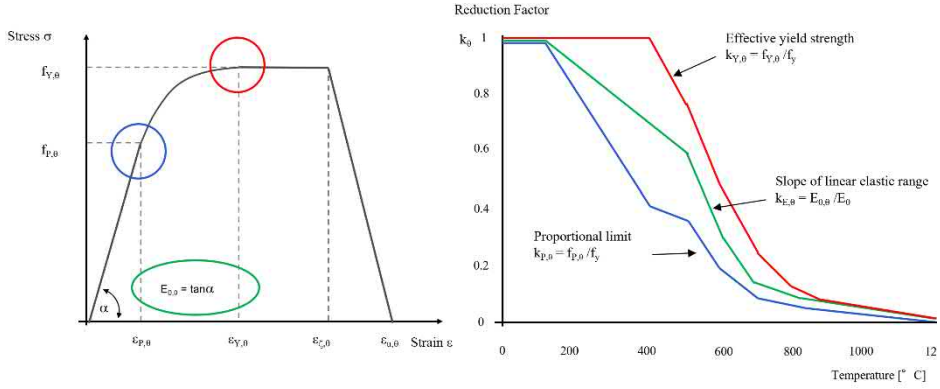


Fig. 2. Temperature profile of natural fire curve, ISO 834 standard fire curve and parametric fire curve

For sake of brevity, for detailed information regarding the physical (i.e., thermal expansion, specific heat, thermal conductivity, …) and mechanical properties (i.e., constitutive law) of steel under fire, the reader is addressed to proven references [11], [13], [14]; however, some aspects are here recalled: high temperatures induce a dual phenomenon in steel [15], resulting in both a decrease in capacity (due to the degradation of material properties at high temperatures) and an increase in demand (due to the significant thermal deformations of elements subjected to heating, causing

distortions and additional stresses). Thus, due to high temperatures, as described in [15], the material is softened resulting in a reduction of yielding stress fy (highlighted in red in Figure 3a) proportional limit fp (highlighted in blue in Figure 2a) and Young's modulus E (highlighted in green in Figure 3a), which however begin the degradation phase at different temperatures: this difference might cause not immediately predictable situations (i.e., thermal buckling, bowing effect, catenary/membrane effect). The coefficient $k_{Y,\theta}$, $k_{E,\theta}$ and $k_{P,\theta}$ are reported in Figure 3(b).



(a) (b)

Fig. 3. (a) Stress-strain relationship for carbon steel at elevated temperatures; (b) reduction factors for the stress-strain relationship of carbon steel at elevated temperature [15]

To correctly predict the behaviour of steel structural systems under fire, it is crucial to understand some fundamental behaviours of single steel members at increasing temperatures. In columns or in bracing elements, due to the softening of the material and the consequent reduction of the mechanical properties, the capacity of the element can become insufficient, also if there is no increment of the internal force demand (for example in a statically determined standalone member with unrestrained thermal elongations), the M-P (bending-axial force) resistance domain reduces in size allowing the so-called early plasticization or thermal buckling (see Figure 4a). An element can be in elastic condition at a room temperature (20°C), but as the temperature increases, the elastic M-P resistant domain can be crossed, and the plastic domain can become very close to demand. Similarly, it is observed that increasing temperature might cause thermal buckling phenomenon, due to the reduction of the Eulerian critical load. In beams, typical nonlinear behaviours occurring when large deflections are experimented at elevated fire-induced temperatures, are shown in Figure 4(b): if at least one of the two ends of the beam is horizontally unrestrained, the large bending deflections can cause the internal sliding of the free end (bowing effect), with consequent potential implosive collapse. On the other hand, if the horizontal displacement of the beam is restrained at both ends, the catenary behaviour can occur, then increasing the ultimate (collapse) capacity with respect to the previous case.

Finally, regarding modelling details using "Straus7" software, the temperature variation over time can be evaluated by applying the temperature gradient to the nodes of the compartments in which the fire is supposed to develop. A sensitivity analysis was developed in order to better understand the effects of temperature variations on structural behaviour.

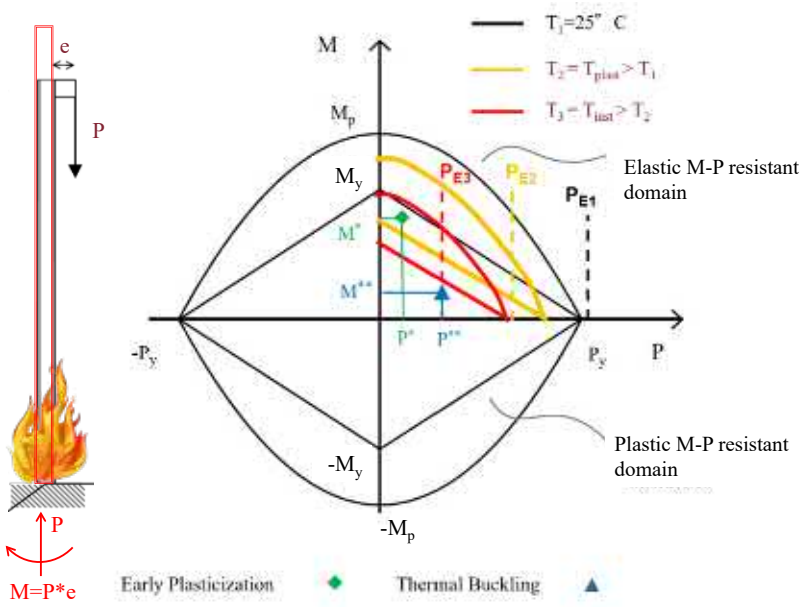


Fig. 4. M-N domain when temperature variation is considered (a); schematic representation of bowing and catenary effect (b).

3 THE PROPOSED MODIFIED N2 METHOD

The procedure proposed in this work allows to assess the performance of a structure in a M-H context, considering both the seismic hazard (mainshock-MS and aftershock-AS) and the consequences of fire triggered by earthquake damages. The main steps are described in the flowchart in Figure 5. First, using a FEM model, the extension of damage due to the earthquake is evaluated (first application of N2 method): if the structure does not suffer any damage (i.e., the capacity curve intersects the demand spectrum at the elastic branch) the original model is not modified. If, instead, the intersection of the capacity curve with the demand spectrum occurs in the plastic branch, the structure will be able to develop a certain ductility, and it will therefore be possible to reduce the design elastic spectrum based on the reduction factor equal to R_μ (Eq. 3), as stated in [16]. In this

case, to go on with the proposed method, it is necessary to change the static scheme of the structure, modifying the constraints at the points/nodes or structural elements where plastic hinges or buckling appear respectively.
The primary modification with respect to the standard application of the N2 method consists in repeating the procedure over successive structural configurations. The seismic assessment is initially performed on the undamaged structure; the resulting performance displacement defines the post-mainshock state, which is subsequently subjected to the thermal action. At the end of the fire event (including any cooling phase), an updated post-fire state is obtained, on which the N2 assessment is repeated to estimate the structural response to the aftershock. The peculiar aspect of tis second N2 assessment is the correct calculation of the modal participation factor Γ. In fact, the new, after the mainshock and fire, Γ must take into account for the damage occurred by the two occurred events. This is made by conducting a modal analysis conducted on an "equivalent" linear model representing the damaged structure. The "equivalent" damaged model is obtained starting from the undamaged structure and by changing its static scheme to appropriately take into account the occurred damages. This is made by implementing specific strategies to consider the effect of the damage. Specifically: i) any buckled element is removed from the model; ii) an elastic hinge is inserted in the model at each cross section where a plastic flexural (or axial-flexural) hinge has bee occurred; iii) any axially yielded element is considered has being made by a softened steel where the tangent yielding modulus is considered instead of the elastic one.

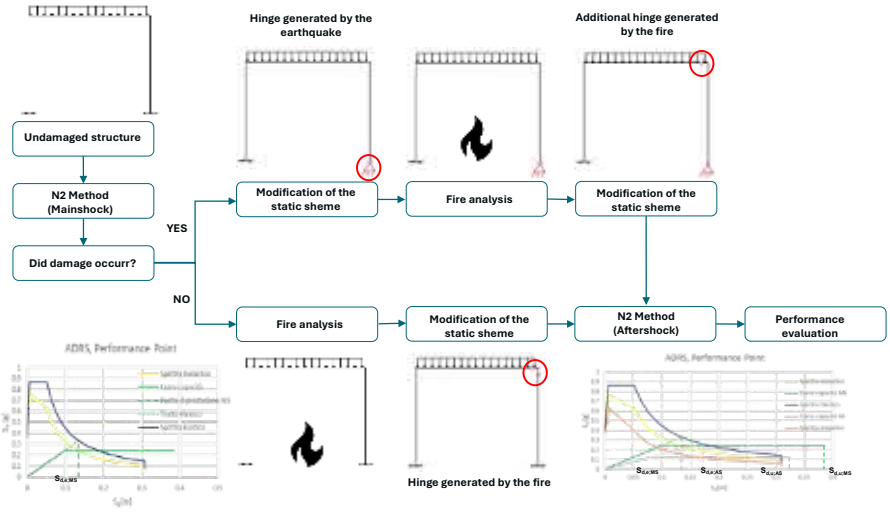


Fig. 5. Proposed modified N2 method.

The proposed procedure is illustrated step-by-step below, highlighting the main phases through a descriptive flowchart:

1. **Initial Phase:** The procedure begins with a cold pushover analysis of the structure, followed by the application of the N2 Method to evaluate the capacity curve within the ADRS format.
2. **Seismic Damage Verification:** At this stage, it is verified whether the structure suffers damage from the earthquake. If it does not suffer damage (i.e., the capacity curve intersects the demand spectrum along its elastic branch), the initial model remains unaltered, and the procedure continues using the same model. Conversely, if the structure suffers

damage (i.e., the intersection with the demand spectrum occurs along the plastic branch), the structural static scheme must be modified as said before, for example by introducing hinges at the locations where plastic hinges have developed.

3. **Fire Analysis:** Subsequently, a fire analysis is performed by assigning a time-temperature curve to the structural nodes and the resulting structural behavior.
4. **Post-Fire Assessment:** If the structure does not collapse under the fire action, a new pushover analysis is conducted downstream of the fire analysis. As in the first phase, the N2 Method is applied again to derive the capacity curve of the damaged structure. This second N2 application is focused on assessing the performances of the structure under the action of an aftershock when damaged by the mainshock and fire.
5. **Comparison and Synthesis:** The demand spectrum and the derived capacity curves are compared within the ADRS domain. This yields a curve representing the cold behavior of the structure, hence against the first shock, and a second curve representing the damaged structure. The latter accounts for damage induced either solely by the fire event (single chain) or by the sequential combination of the earthquake and the subsequent downstream fire (double chain).

4 APPLICATION

The two-storey two-bays steel fame shown in Figure 6 is considered as case study to demonstrate the modified N2 method, Length of beams is 5m while inter-storey height is 3m. Beams are made by IPE180 european cross sections, columns at the first floor are made by HEA120 cross sectios. On the other hand, only lateral colums at the ground floor are made by HEA120 cross sections while the central colums is made by HEA160 cross section. For horizontal load resisting system the structure is redundant since beam and columns are joined by moment-resisting connections and the frame is provided with diagonal bracing elements. Bracing elements are located on the right - side bay at both floors, made by hollow core circular sections with 5cm diameters and 5mm thickness.

In addition to the self-weight, a uniformly distributed vertical load of 20 KNm is applied to all beams. The structural steel is assumed to have an elastic-perfectly plastic behavior with a yielding stress equal to fy = 275Mpa.

During the pushover analyses, the compressed diagonal bracing elements are supposed to undergo buckling, then they are neglected from the model, while distributed fibre-based plasticity model is implemented to track the evolution of plastic hinges (flexural in beams, combined bending-axial forces in columns and axial in tensioned bracing elements).

The considered earthquake spectra is the same both for the mainshock (MS) and the aftershock (AS), and is representative of a ULS (return period 475 years) earthquake of the central Italy (L'Aquila) region. The pushover analysis is conducted by assuming a triangular forces distribution and by pushing the frame from left to the right-side in figures.

The steel is assigned to have temperature-dependent mechanical characteristics as shown in Figure 3 above, something which is activated only during the fire analysis, while nonlinear geometry is always activated to allow the consideration of the nonlinear local behaviors described in Figure 4.

The mainshock-triggered fire is considered to occur in the right-side bay at the ground floor, modeled by the time-temperature fire curve shown in Figure 7, which is representative of a sprinklers-mitigated fire.

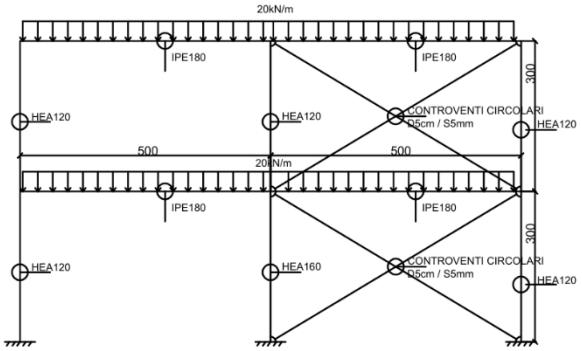
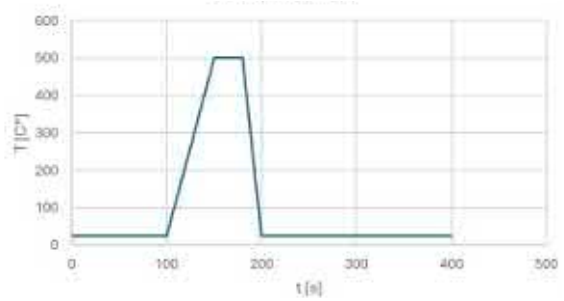
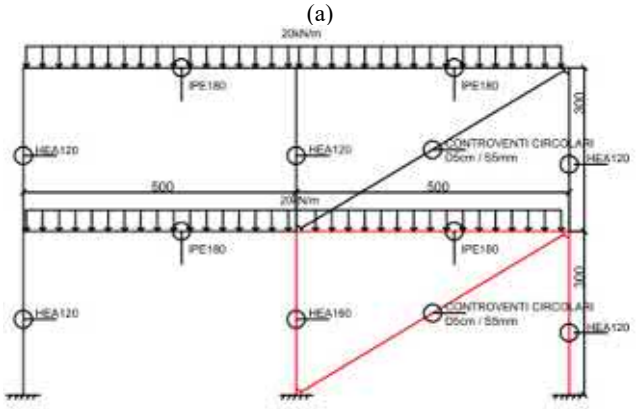


Fig. 6. Case study structure.



(a)



(b)

Fig. 7. Fire time-temperature curve (a), structural elements under the mainshock-triggered fire (b). Note that neglected diagonal bracing elements (with respect to the previous figure) are those undergoing compression during the first pushover analysis.

4.1 Results and discussion

The N2 modified method procedure described in section 3 for the assessment of structures under the chained actions of earthquake and fire, is fully applied to the case study structure presented above.

Regarding the undamaged cold structure:

- The first modal period is 0.3 s, with a first mode having 78% participation mass;
- The modal participation factor is equal to Γ=1.19;
- The yield displacement Dy* for the SDOF model is equal to 0.0187 m
- The performance point (Seismic displacement Demand) for the SDOF model is equal to D*=0.03 m, while for the MDOF model is equal to Dt=0.194*1.19=0.0357;
- The Seismic displacement Capacity for the SDOF model is equal to Du*=0.157 m, which satisfies the Demand with a safety factor of 5.2

The deformed shape and damage configuration of the cold structure obtained at the performance point under the MS are shown in Figure 8, where incipient or very slight plastic regions are shown at the ground-floor in the bracing element and in the compressed upper fiber of the beam, and the first-floor central beams to columns connections.

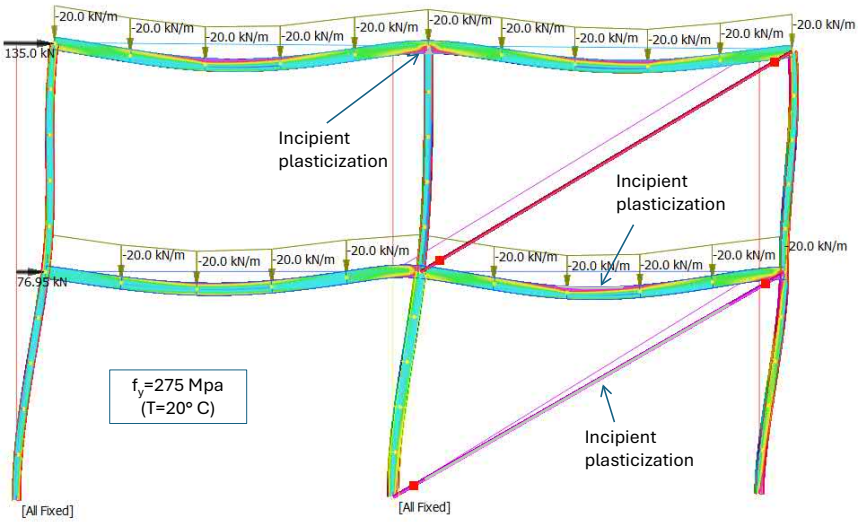


Fig. 8. Deformed shape configuration of the cold structure under MS; colors represent Von Mises Stresses, highlighting in grey color plastic effect when larger that the cold yielding stress fy (275 MPa in purple).

After the first N2 analysis, the structure is subjected to fire in order to evaluate the additional damage caused by such a chained action. As said before, the time-Temperature curve shown in Figure 7(a) is representative of a fire mitigated by the activation of the sprinklers, with a maximum reached compartment temperature of 500°C. The deformed shape of the structure when subjected to fire, and the damage configuration obtained at the maximum temperature of 500°C are shown in Figure 9. It is worth noting that in this configuration there are structural parts at different temperatures, corresponding to different yielding stresses, in particular, in the fire compartment (as defined in

Figure 7(b) above), the most decreased yielding stress is fy=216 MPa (corresponding to T=500° C), while in the rest of the structure the steel is cold (T=20° C, corresponding to fy=275 MPa). In the figure is possible to appreciate plastic deformations both in beams and in beam-to-column moment-resisting connections. In addition, plasticization combined with thermal buckling occurs in the ground floor bracing element.
In order to model the damage suffered by the MS and the subsequent fire, the static scheme of the structure is modified by neglecting the bracing element at the ground floor and inserting hinges at the two beam-to-column connections at ground floor right side bay (the fire compartment), as shown in Figure 10.

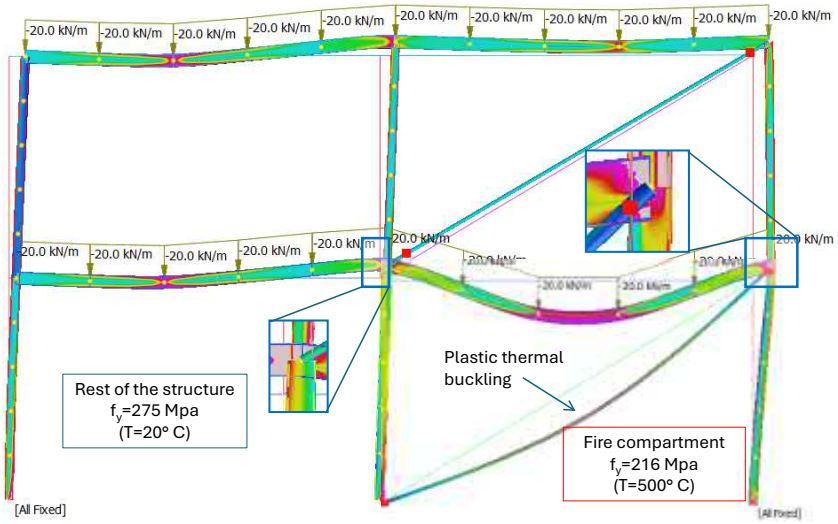


Fig. 9. Deformed shape configuration of the cold structure under MS; colors represent Von Mises Stresses, highlighting in grey color plastic effect when larger that the cold yielding stress fy (275 MPa in purple).

Regarding the MS+fire damaged structure, the following characteristics are relevant for conducting the second N2 analysis assuming that the AS occurs after fire is etinguished:

- The first modal period is 1.21 s, with a first mode having 95% participation mass;
- The modal participation factor is equal to Γ=1.03;
- The yield displacement Dy* for the SDOF model is equal to 0.0266 m
- The performance point (Seismic displacement Demand) for SDOF model is equal to D*=0.117 m, while for the MDOF model is equal to Dt=1.03*0.117=0.120;
- The Seismic displacement Capacity is for SDOF model is lower than D*, which mean the Demand is not satisfied.

Then the structure is not able to sustain the MS+Fire+AS double chain. The results of the modified N2 method and comparison between the N2 results under MS or MS+Fire+AS is shown in Figure 11.

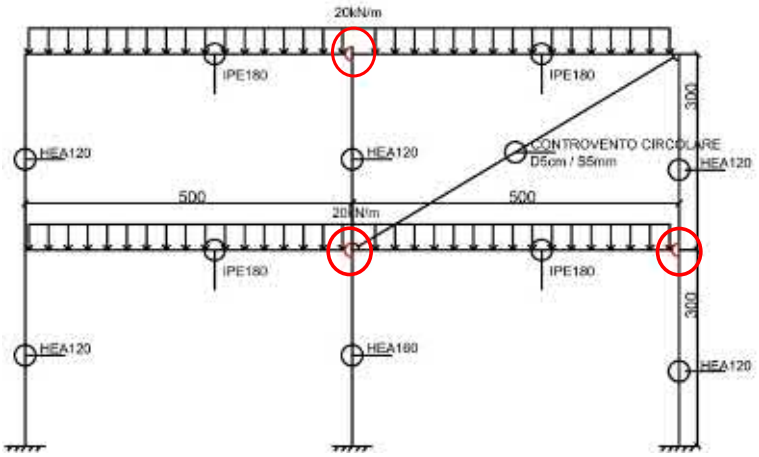


Fig. 10. Modified static scheme after MS+Fire.

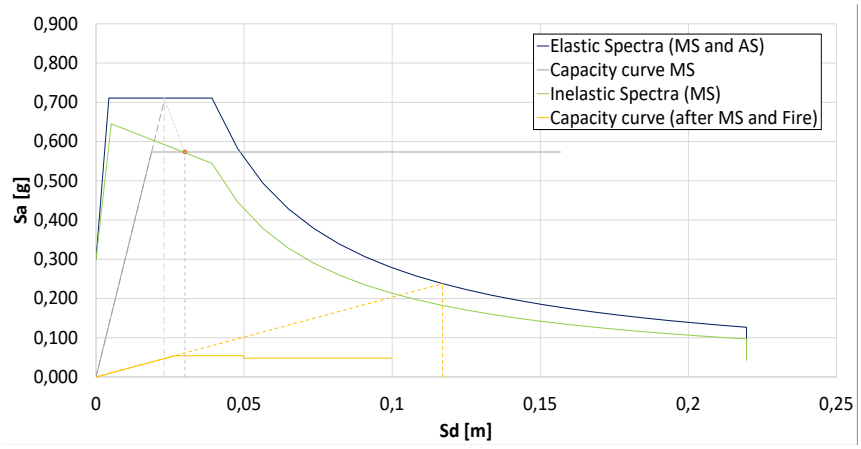


Fig. 11. Modified N2 method results.

8 CONCLUSIONS

The paper proposes an extension of the performance-based N2 Method (extensively used in earthquake engineering) to sequential chained Earthquake+Fire events. A structural model is first subjected to the main seismic shock to establish the pre-damaged state. Subsequently, a non-linear transient or quasi-static fire analysis is carried out on the degraded system, taking into account temperature-dependent mechanical properties, cross-sectional degradation, and geometric non-linearities (such as thermal buckling and catenary effects). Finally, the capacity curve of the structure is updated to evaluate the residual performance against aftershocks in the acceleration-displacement response spectrum (ADRS) format. The method is validated using standard benchmark frames and an 18-story high-rise steel building under distinct fire scenarios, highlighting the critical role of material and geometric non-linearities in evaluating the structural response to this kind of chained scenarios.

REFERENCES

[1] A.E. Zaghi, J.E. Padgett, M. Bruneau, M. Barbato, Y. Li, J. Mitrani-Reiser, A. McBride, Establishing common nomenclature, characterizing the problem, and identifying future opportunities in multihazard design, J. Struct. Eng. 142 (12) (2016) H2516001.
[2] M. Francioli, F. Petrini, F. Bontempi, Structural robustness analysis of RC frames under seismic and blast chained loads scenarios, Journal of Building Engineering 67 (2023) 105970.
[3] Himoto, K., 2019. Comparative analysis of post-earthquake fires in Japan from 1995 to 2017. Fire Technol. 55 (3), 935–961.
[4] Risco, G.V., Zania V., Giuliani L., 2023. Numerical assessment of post-earthquake fire response of steel buildings, Safety Science 157 (2023) 105921
[5] Chicchi, R., Varma, A., 2018. Research review: post-earthquake fire assessment of steel buildings in the United States. Adv. Struct. Eng. 21 (1), 138–154.
[6] Della Corte, G., Landolfo, R., Mazzolani, F., 2003. Post-earthquake fire resistance of moment resisting steel frames. Fire Saf. J. 38, 593–612.
[7] Nishino, T. 2023. Post-earthquake fire ignition model uncertainty in regional probabilistic shaking–fire cascading multi-hazard risk assessment: A study of earthquakes in Japan. International Journal of Disaster Risk Reduction 98 (2023) 104124
[8] Covi, P., Tondini, N., Sarreshtehdari, A., Elhami-Khorasani, N. 2023. Development of a novel fire following earthquake probabilistic framework applied to a steel braced frame. Structural Safety 105 (2023) 102377
[9] P. Fajfar, P. Gaspersic, The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, VOL. 25, (1996) 31-46.
[10] CEN, European Committee for Standardization, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for building. European Standard EN 1998-1-2004, CEN, Brussels, 2004.
[11] A. H. Buchanan, A. Kwabena Abu, Structural design for fire safety, John Wiley & Sons, 2017.
[12] Fajfar, P. The Story of the N2 Method. CSI technical Report, 2021. Available at: https://www.iaee.or.jp/pdf/ReadMasters_CSI_IAEE_PETER_FAJFAR_2021.pdf
[13] F. Bontempi, A. Aguinagalde, F. Petrini, Progettazione strutturale antincendio. Come sviluppare analisi strutturali e verifiche di sicurezza in caso di incendio, Flaccovio Editore, Palermo, 2021.
[14] EN 1992-1-2 (2004) (English): Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.
[15] CEN, European Committee for Standardization, Eurocode 3 Design of steel structure – Part 1–2: General rules, Structural fire design. European Standard EN 1993-1-2, CEN, Brussels, 2005.
[16] Italian Ministry for Transportations and Infrastructures (2018) Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018) – Technical Standards for Structures.

KEYWORDS

Multi-Hazard, Earthquake, Fire, Steel buildings, Non-linear analysis

VALUTAZIONE NUMERICA DELLE PRESTAZIONI DI RESISTENZA AL FUOCO DI UN PIPE RACK IN ACCIAIO SOGGETTO A JET FIRE

NUMERICAL ASSESSMENT OF A STEEL PIPE RACK FIRE UNDER JET FIRE

Patrick Covi,
University of Trento
Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering
Trento, Italy
patrick.covi@unitn.it

Nicola Tondini,
University of Trento
Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering
Trento, Italy
nicola.tondini@unitn.it

ABSTRACT

Pipe racks are critical components of industrial and petrochemical facilities, providing structural support for pipelines and ensuring their safe operation. Despite their importance, they are vulnerable to accidental actions such as jet fires caused by leaks of pressurised flammable substances, which can lead to severe structural damage and catastrophic failures.
This study investigates the structural fire performance of a steel pipe rack subjected to representative jet fire scenarios. A three-dimensional thermomechanical finite element model was developed in SAFIR using nonlinear beam elements to capture material and geometric nonlinearities at elevated temperatures. Jet fire scenarios were simulated using Computational Fluid Dynamics (Fire Dynamics Simulator, FDS). Gas temperatures from FDS were applied as thermal inputs to the structural analyses. A thermomechanical analysis was then developed to identify the failure mode, collapse time and the deformative state that can cause the loss of functionality. The research aims to contribute to a better understanding of structural vulnerabilities and fire-induced failures in such critical support systems and future fragility curve development.

SOMMARIO

I pipe rack rappresentano strutture fondamentali degli impianti industriali e petrolchimici, poiché forniscono il supporto strutturale alle tubazioni e ne garantiscono il funzionamento in sicurezza. Nonostante la loro importanza, essi risultano vulnerabili ad azioni accidentali, quali i jet fire causati

dalla fuoriuscita di sostanze infiammabili in pressione, che possono provocare gravi danni strutturali.

Il presente studio analizza il comportamento all'incendio di un pipe rack in acciaio soggetto a scenari di jet fire. A tal fine è stato sviluppato un modello tridimensionale termo-meccanico agli elementi finiti mediante il software SAFIR, impiegando elementi trave non lineari in grado di riprodurre le non linearità sia del materiale sia geometriche alle elevate temperature. Gli scenari di jet fire sono stati simulati mediante fluidodinamica computazionale (Computational Fluid Dynamics, CFD) utilizzando il software Fire Dynamics Simulator (FDS). Le temperature dei gas ottenute dalle simulazioni FDS sono state applicate come input termici alle analisi termiche. Successivamente è stata eseguita un'analisi termo-meccanica finalizzata all'individuazione della modalità di collasso, del tempo di collasso e dello stato deformativo che può determinare la perdita di funzionalità della struttura. La ricerca mira a contribuire a una migliore comprensione delle vulnerabilità strutturali e dei meccanismi di collasso indotti dall'incendio in questi sistemi di supporto critici, fornendo inoltre una base per il futuro sviluppo di curve di fragilità.

1 INTRODUCTION

Pipe racks are essential structures in many industrial and petrochemical plants, maintaining pipeline integrity and preventing sagging, leaks, or mechanical damage. However, pipe racks are particularly vulnerable to both human factors and natural hazards such as earth-quakes, hurricanes, and tsunamis, which can cause structural damage. The industrial environment further increases the risk of ignition from released flammable materials, and although such events are rare, their consequences can be catastrophic for human safety, the environment, and the economy [1].

Major fire accidents involving pipe racks have occurred worldwide, including the recent hy-drocarbon fire at ENI Calenzano Storage (Italy) on December 9, 2024 (Fig. 1a). Leaks from pressurised tanks or pipelines can trigger jet fires, which, even during brief exposures, pose extreme thermal and structural hazards, potentially causing the collapse of the pipe rack. On February 16, 2007, a propane fire occurred at the Valero McKee Refinery (USA), initiated by a leak in the deasphalting unit (Fig. 1b) [2]. In that event, the fire spread rapidly, partly because of the rapid collapse of a major pipe rack carrying flammable hydrocarbons, resulting in a two-month shutdown and direct losses exceeding $50 million.



(a) (b)

Fig. 1. Pipe rack subjected to fire: (a) ENI Calenzano Storage hydrocarbon fire (09/12/2024, Italy); (b) McKee Refinery Propane Fire (16/02/2007, USA).

This paper assesses the fire performance of a steel pipe rack exposed to a jet fire. The study first validates the adopted numerical methodology through a comprehensive literature review and comparison with available experimental data. As noted by McGrattan [3], the Fire Dynamics Simulator (FDS) is a low-Mach-number solver ($M < 0.3$) and cannot directly reproduce the supersonic flow occurring at a high-pressure gas leak or pipe orifice. Nevertheless, appropriate modelling strategies enable the simulation of jet fire scenarios while staying within the software's limitations.

This method is illustrated in Fig. 2a, where cold gas droplets are injected with a high initial velocity and a narrow spray angle. The droplets rapidly evaporate, producing the gaseous fuel needed to sustain the jet flame. This procedure has been successfully adopted to simulate one of the Loughborough Jet Fire experiments, providing good agreement with the corresponding experimental measurements (Fig. b) [3,4].



(a) (b)

Fig. 2. Loughborough Jet Fire [3,4]: (a) FDS validation simulation; (b) experimental test.

Several studies have investigated the numerical modelling of jet fires. Favrin et al. [5] validated the use of FDS for medium-scale propane jet fires by evaluating mesh sensitivity and the influence of the initial unmixed reactant fraction, demonstrating good agreement with experimental data. Jang et al. [6] employed Computational Fluid Dynamics (CFD) simulations using Kameleon FireEx (KFX) to analyse the temperature distribution and heat flux generated by a high-pressure hydrogen jet fire within a complex pipe rack. Cumber and Spearpoint [7] investigated the prediction of jet flame length by comparing experimental observations with thermal camera measurements. More recently, Jang and Jung [8] studied hydrogen jet fires resulting from pipeline leaks in process plants, further advancing understanding of fire behaviour in complex industrial environments.

2 CASE STUDY

The object of the study is an unprotected portion of a pipe rack, a structural steel element typically used inside industrial plants. The case study under consideration is a typical pipe-rack structure [9], as shown in Fig. 3. These structures primarily develop in length, with support platforms for pipes and cables, and with ground clearances of at least 5 m so as not to obstruct traffic.



Fig. 3. Typical unprotected steel pipe rack.

The length of the selected portion of the pipe rack is 144.9 m, subdivided into four spans (one of 47.3 m and the other three equal to 30.5 m); the height is 11.75 m, and the width is 4 m. The frames

are fixed at ground, braces and transversal beams are hinged at ends while stanchion are hinged in plane. The truss bridges are considered simply supported on the support braced frames. A total of four pipes were assumed to be installed on the pipe rack, with two supported by the lower longitudinal beam and two by the upper longitudinal beam. The combined self-weight of the pipes and their contents was taken as 10 kN/m for each longitudinal beam. This load corresponds to two 22". DN550 SCH 140 steel pipes, each having an outside diameter of 559 mm and a wall thickness of 47 mm, filled with a fuel of density 422 kg/m³.

3 FINITE ELEMENT MODEL

A 3D thermomechanical model of the portion of a pipe rack was created in the thermomechanical finite element software SAFIR [10] using nonlinear beam elements (Fig. 4) based on corotational formulation. An S235 steel grade was used for all the steel elements. Usually, for pipe racks with large spans, when they exceed 40–50 m, bracing towers are introduced to absorb horizontal forces. In this case, the tower was directly included in the thermo-mechanical model. Geometric imperfections were included to allow for flexural buckling of compression members. The finite element model consists of 5433 beam elements.



Fig. 4. thermomechanical model of the pipe rack selected as case study.

The most common way to define the temperature boundary condition is to use prescriptive code-based fire curves. However, in the case of a real hydrocarbon or jet fire, it will naturally create a non-uniform, localised fire. For that reason, different plausible natural fire scenarios were studied and modelled in Fire Dynamics Simulator (FDS) [11]. For brevity, one analysis is presented in this paper.

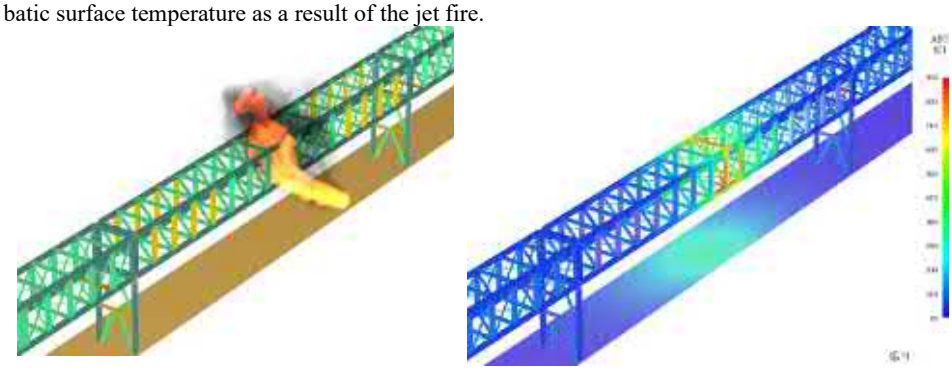
3.1 Jet fire FDS model

The jet fire simulation was designed to accurately reproduce the mass flux and spray angle, while droplet size and initial velocity were treated as modelling assumptions because FDS cannot directly simulate internal orifice flow. Cold methane droplets were injected at 407 m/s with a median diameter of 1000 μm, a temperature of −260 °C, and a 5° spray angle, allowing rapid evaporation and flame formation. The nozzle, located 8 m from the pipe rack and 7.4 m above ground, discharged methane at 1.9234 kg/s (2.928 m³/s).

A 3D FDS (v6.9.1) model of the first pipe rack span was developed within a 150 × 15 × 10.4 m computational domain with open boundaries, an ambient temperature of 20 °C, and no wind (Fig. 5). Following preliminary analyses, a mesh size of 0.2 meters was selected as the optimal resolution for the global model. A more refined mesh was used in the area near the nozzle, resulted in a total of 2,295,960 cells. The domain was divided into 16 subdomains and solved in parallel using 32 CPU threads to balance accuracy and computational cost. To evaluate the thermal response, 42,065 adiabatic surface temperature (AST/ASTG) devices were placed throughout the pipe rack. These give the possibility to place and study the jet fire effect in different pipe rack locations. The output values from these devices were used for performing thermal-structural analysis in SAFIR.

3.1 FDS results

Fig. 5a illustrates the development of fire and smoke after 16 seconds from the beginning of one jet fire scenario as an example of the fire development stages, while Fig. 5b shows the impact of adiabatic surface temperature as a result of the jet fire.



(a) (b)

Fig. 5. Impatc of the jet fire after 16 seconds: (a) development of fire and smoke; (b) adiabatic surface temperature.

Despite the cold methane droplets were inserted at high velocity (400 m/s), Fig.6 demonstrates that the high-velocity flow remains within the acceptable low-Mach limit of FDS (Ma < 0.3).

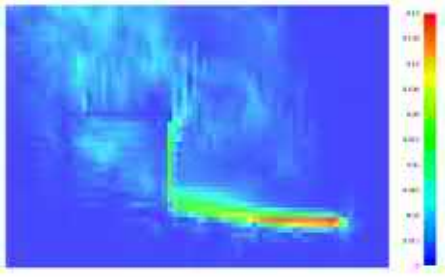


Fig. 6. Mach number contour plot.

4 THERMOMECHANICAL RESULTS

In order to use the data of the 42065 adiabatic surface temperature devices, a specific software developed [12][13] was exploited for the automatic creation and running of each heat transfer section analysis. 1121 thermal sections were automatically created for hot part of the pipe rack. The thermal sections were employed for the thermomechanical analysis of the pipe rack, which was performed using SAFIR. Fig. 7 shows the maximum temperature of the pipe rack after 11 minutes from the beginning of the jet fire. It is possible to observe that the occurrence of the high temperature value is related to the positional relationship of the pipe rack elements with respect to the jet fire. Fig. 8 shows some thermal sections concerning the upper front longitudinal, one front stanchion and one horizontal brace. It is possible to notice differences above 100°C between some section points and temperatures in the cross sections that exceed 750°C-840°C.



Fig. 7. Temperature at collapse (t≈11 min): Max temperature element;

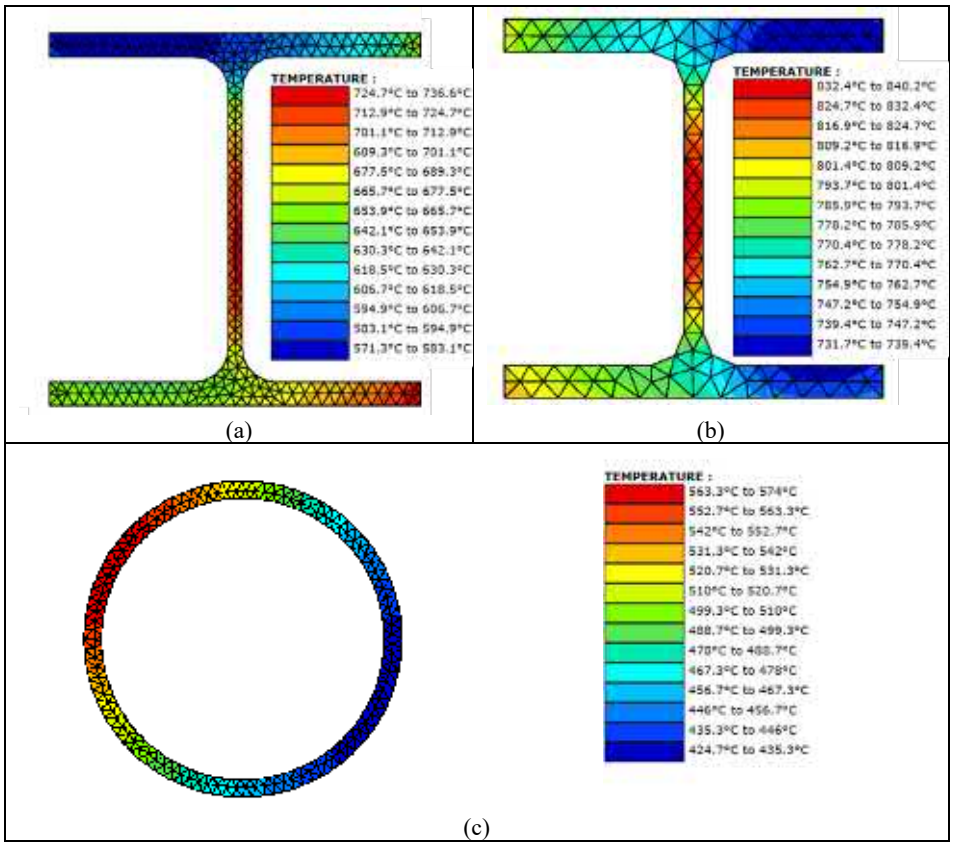
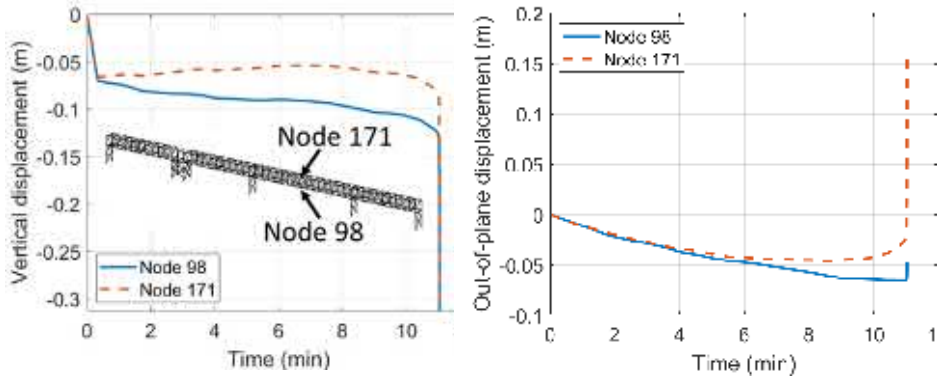


Fig. 8. Thermal section at collapse (t≈11 min): (a) upper front longitudinal beam; (b) one front stanchion; (c) one horizontal brace.

Structural collapse was observed after 11 minutes due to the failure of the element located at mid-span of the truss bridge of the pipe rack, as shown in Fig. 9. In detail, failure occurred due to loss of strength in some elements in the flame impact area, leading to large vertical displacements (see Fig. 10a). This was caused by non-uniform heating of the structure, particularly in the flame impact area, where some parts became significantly hotter than others, resulting in localised material fracture in the overheated regions. Also, significant horizontal out-of-plane displacements (Fig. 10b) were exhibited by the structure due to thermal bowing and stiffness loss.



Fig. 9. Deformed shape (10x) of the beam model at collapse (t≈11 min).



(a) (b)

Fig. 10. Evolution of the displacements at mid-span: (a) vertical displacement (deflection). (b) out-of-plane horizontal displacement.

5 CONCLUSIONS

This study investigated the structural response of an unprotected steel pipe rack subjected to a jet fire through CFD and thermo-mechanical numerical analyses. Although jet fires are relatively rare events, their severe thermal intensity can result in catastrophic structural failure, posing significant risks to people, industrial assets, and business continuity. The results highlight the vulnerability of unprotected steel pipe racks located in the vicinity of pressurised pipelines and tanks. The analyses showed that the pipe rack collapsed after approximately 11 minutes of fire exposure. Failure initiated at the mid-span of the truss bridge, where direct flame impingement caused rapid temperature rise, significant strength degradation, and eventual fracture of the most severely heated steel members. The highly localised nature of the jet fire produced non-uniform heating, leading to substantial temperature gradients across the structure and resulting in an uneven distribution of thermal damage. These findings demonstrate the importance of accurately assessing the effects of jet fires on

the structural integrity of industrial facilities to support the development of effective fire protection strategies, safer structural designs, and risk mitigation measures in process plants.

Future work will extend the numerical investigation to additional jet fire scenarios with different jet fire characteristics and leak conditions, while also explicitly considering the presence and interaction of pipelines supported by the pipe rack, with the ultimate aim of deriving fragility curves.

ACKNOWLEDGMENT

This research has been supported by the consortium RELUIS (DPC-ReLUIS 2024-2026 project) for the WP3-Task 6: "WP3 - Structural vulnerability models for natural hazards and industrial cascading effects - Task 6: vulnerability to fire hazard". The Italian Ministry of Education Universities and Re-search (MIUR) in the framework of the project DICAM-EXC (Departments of Excellence 2023-2027, grant L232/2016) is also gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Gómez-Mares, M., Zárate, L., & Casal, J. (2008). Jet fires and the domino effect. Fire safety journal, 43(8), 583-588.

[2] Holmstrom, D., Lay, J., Banks, J., Kaszniak, M., MacKenzie, C., & Parasram, V. (2010). Valero–McKee refinery propane release and fire. Process Safety Progress, 29(4), 322-331.

[3] McGrattan, K. (2023, November). Modelling Large Liquefied Natural Gas Fires. In Fire and Evacuation Modeling Technical Conference.

[4] Lowesmith, B. J., & Hankinson, G. (2012). Large scale high pressure jet fires involving natural gas and natural gas/hydrogen mixtures. Process Safety and Environmental Protection, 90(2), 108-120.

[5] Favrin, S., Busini, V., Rota, R., & Derudi, M. (2018). Practical LES modelling of jet fires: Issues and challenges. *CHEMICAL ENGINEERING*, *67*.

[6] Jang, C. B., Choi, S. W., & Baek, J. B. (2015). CFD modeling and fire damage analysis of jet fire on hydrogen pipeline in a pipe rack structure. international journal of hydrogen energy, 40(45), 15760-15772.

[7] Cumber, P. S., & Spearpoint, M. (2006). A computational flame length methodology for propane jet fires. Fire safety journal, 41(3), 215-228.

[8] Jang, C. B., & Jung, S. (2016). Numerical computation of a large-scale jet fire of high-pressure hydrogen in process plant. Energy Science & Engineering, 4(6), 406-417.

[9] Covi P., Tondini, N., (2025). Fire performance of a steel pipe-rack under jet fire scenarios. IFireSS 2025 – 5th International Fire Safety Symposium Ulster University, Belfast, United Kingdom.

[10] Franssen, J-M, Gernay, T. (2017): Modeling structures in fire with SAFIR©: Theoretical background and capabilities. Journal of Structural Fire Engineering, 8 (3), 300-323.

[11] McGrattan, K., Hostikka, S., McDermott, R., Floyd, J., Weinschenk, C., & Overholt, K. (2013). Fire dynamics simulator user's guide. NIST special publication, 1019(6), 1-339.

[12] Covi, P., & Tondini, N. (2023). Numerical investigation of a steel tied arch bridge under fire loading. ce/papers, 6(3-4), 2086-2091.

[13] Covi, P., Tondini N. (2024) "Probabilistic fire assessment of bridges: an Italian case study", SiF 2024 - 13th International Conference on Structures in Fire, Coimbra, Portugal.

KEYWORDS

Steel structure, Pipe rack, Jet fire, Computational Fluid Dynamics, Numerical model, Thermo-mechanical analysis, localised fire, Fire hazard.

TENSIONI RESIDUE, CORROSIONE E TRATTAMENTI PROTETTIVI

RESIDUAL STRESSES, CORROSION, AND PROTECTIVE TREATMENTS

MISURA DELLO STATO TENSIONALE DI ACCIAI DA PRECOMPRESSIONE MEDIANTE DIFFRAZIONE DEI RAGGI-X (XRD) E RUMORE MAGNETICO DI BARKHAUSEN (MBN): CORRELAZIONE E SINERGIE

MEASUREMENT OF THE STRESS STATE IN PRESTRESSING STEELS USING X-RAY DIFFRACTION (XRD) AND MAGNETIC BARKHAUSEN NOISE (MBN): CORRELATION AND SYNERGIES

Luigi Pisani[1], Giulio Ventura[2], Mauro Corrado[2], Alessandro Torboli[1]
[1]G.N.R. Srl
Via Torino, 7 Agrate Conturbia (NO) Italy
luigi.pisani@gnr.it; alessandro.torboli@polito.it
[2]Politecnico di Torino Department of Structural, Geotechnical and Building Engineering
Corso Duca degli Abruzzi, 24 10129 Torino, ITALY
giulio.ventura@polito.it ; mauro.corrado@polito.it

ABSTRACT

Measurement of the real tension of the cables and steel wires used for pre- and post-tensioning process of bridges is an important test to evaluate the safety of the infrastructure. The possibility to have reliable and precise methods is essential for a correct evaluation. Up to date, several methods have been used, each one presenting advantages and limitations.
We here evaluate the possible synergies between two well proven methods, X-Ray Diffraction (XRD) and Magnetic Barkhausen Noise.
X-Ray diffraction (XRD) has been recently used for the evaluation of the actual tensional state of bridge tendons . Magnetic Barkhausen Noise (MBN) is a magnetic method for a non- destructive, fast and reliable measurement of stress. The combined application of both methods can represent a powerful opportunity to overcome the limitations of each method, offering an high grade of results correlation and operational synergy. XRD measuring the atomic plane distance modification under load is an absolute method but can be limited by surface geometry and preparation, it requires a precise instrument positioning, a quite long measurement time from 5 to 10 minutes. MBN is less sensitive to surface condition and geometry, it returns in real time an immediate value of the tension

magnitude but requires a specific calibration. Small sensor dimension allows easier and faster operation. Results of both laboratory and field tests are presented.

SOMMARIO

La misurazione della tensione reale dei cavi e dei fili d'acciaio utilizzati per la pre-compressione e la post-compressione dei ponti è un'informazione importante per valutare la sicurezza dell'infrastruttura. La possibilità di disporre di metodi affidabili e precisi è essenziale per una corretta valutazione. Ad oggi sono stati utilizzati diversi metodi, ciascuno dei quali presenta vantaggi e limiti. Valutiamo qui le possibili sinergie tra due metodi ben collaudati, la diffrazione dei raggi X (XRD) e il rumore magnetico di Barkhausen.
La diffrazione dei raggi X (XRD) è stata recentemente utilizzata per la valutazione dello stato di tensione effettivo dei tendini dei ponti. Il rumore magnetico di Barkhausen (MBN) è un metodo magnetico per la misurazione non distruttiva, rapida e affidabile delle sollecitazioni. L'applicazione combinata di entrambi i metodi può rappresentare una potente opportunità per superare i limiti di ciascun metodo, offrendo un alto grado di correlazione dei risultati e sinergia operativa. La Diffrazione X misura la modifica della distanza tra i piani atomici sotto carico, è un metodo assoluto ma può essere limitata dalla geometria e dalla preparazione della superficie, richiede un posizionamento preciso dello strumento e un tempo di misurazione piuttosto lungo, dai 5 ai 10 minuti. MBN , meno sensibile alle condizioni e alla geometria della superficie, fornisce in tempo reale un valore immediato dell'entità della tensione, ma richiede una calibrazione specifica. Le dimensioni ridotte del sensore consentono un funzionamento più facile e veloce. Vengono presentati i risultati delle prove di laboratorio e sul campo.

1 MISURA DELLE TENSIONI MEDIANTE DIFFRAZIONE DEI RAGGI-X (XRD)

1.1 Principio del metodo

La tecnica della diffrazione dei raggi-x per la misura delle tensioni residue si basa sulla interazione tra un'onda elettromagnetica di opportuna lunghezza d'onda ed un materiale che funge da reticolo di diffrazione.
A seguito dello scattering elastico o coerente che si viene a creare, gli elettroni del materiale iniziano a vibrare alla stessa frequenza della radiazione incidente emettendo nello spazio in tutte le direzioni, una radiazione che ha la stessa frequenza della radiazione incidente conservandone l'energia.
La maggior parte di queste radiazioni si annullano a vicenda (interferenza distruttiva). Solo quelle che soddisfano la condizione di Bragg, $n\lambda=2d\sin\theta$, creano una interferenza costruttiva (in fase) e possono quindi essere acquisite da un opportuno sistema di rivelazione.
La condizione di Bragg è soddisfatta quando la differenza di percorso ottico tra le onde riflesse da uno specifico piano cristallino (hkl) è un multiplo intero della lunghezza d'onda della radiazione incidente (Fig 1) dove d = distanza tra i piani cristallini, λ = lunghezza d'onda, θ= angolo di incidenza e hkl = indice di Miller che identifica il piano cristallino
Questo principio è alla base della tecnica diffrattometrica per polveri che , misurando esattamente l'angolo di diffrazione caratteristico di diversi materiali, è in grado di determinare la composizione di miscele di materiali o di fasi diverse dello stesso materiale (ad esempio ferrite/ martensite dall'austenite o le diverse fasi mineralogiche del cemento) (Fig. 2)
La diffrazione dei raggi –x applicata alla misura dello stato tensionale, si focalizza su un picco di diffrazione rappresentativo del materiale in esame secondo le condizioni dettate dalla norma EN-15305 Test Method for Residual Stress analysis by Xray Diffraction

Nel caso di acciai alto resistenziali da precompressione il picco di riferimento utilizzato è quello della ferrite

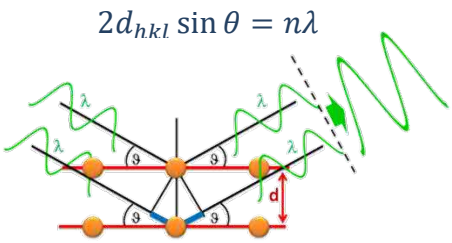


Fig 1. Rappresentazione legge di Bragg

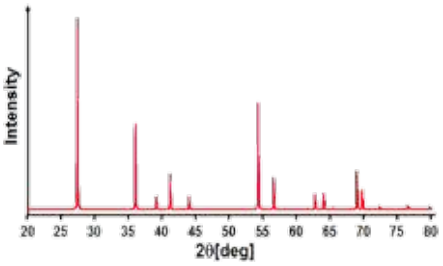


Fig 2. Diffrattogramma di fasi

(Fe-α) che, utilizzando una radiazione CrKα di λ 2.29Angstrom, viene misurato a circa 156° e corrisponde alla riflessione del piano cristallino 211 della fase ferritica di struttura BCC , cubica a corpo centrato.(Fig 3).

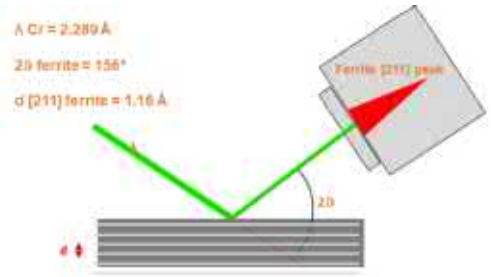


Fig. 3. Parametri di riferimento per Radiazione Cr Kα e picco di riferimento

Essendo il materiale in esame composto da innumerevoli cristalliti orientati in maniera casuale nello spazio, in caso di tensioni esterne applicate al componente macroscopico, ciascun cristallite è soggetto a tensioni diverse in funzione del suo orientamento spaziale, tensione che determina riduzioni o allungamenti della distanza interatomica *d* causando quindi lo spostamento del picco di diffrazione a destra o a sinistra rispetto alla sua posizione originale. (Fig.4)
Lo spostamento è dell'ordine di millesimi di Angstrom e la strumentazione deve essere quindi talmente precisa da poterli apprezzare Nel caso di una polvere di ferro di opportuna distribuzione granulometrica, le varie particelle di Ferro , non essendo soggette a tensioni interne mantengono *d* invariato e quindi, se misurate, danno come risultato un valore di tensione in MPa prossimo allo zero. La misura di una polvere di ferro "Zero Stress" è una procedura normata dalla EN-15035 per la verifica del buon funzionamento della strumentazione il cui valore strumentale deve restare all'interno di +/- 14 MPa per essere accettabile.

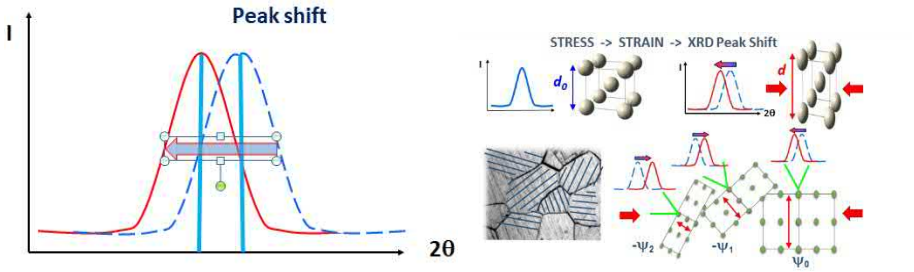


Fig 4. Spostamento del picco in funzione della direzione del carico applicato

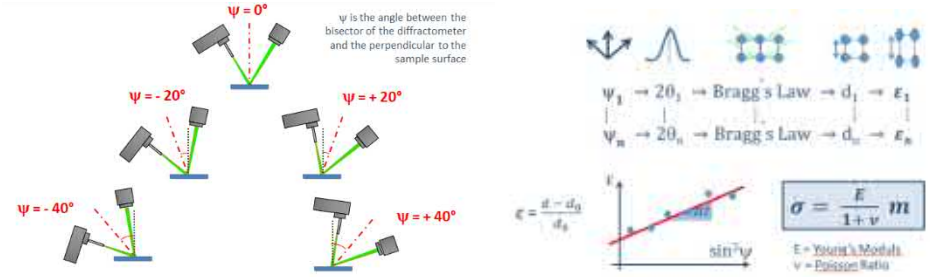
Infine, per poter acquisire i contributi di ciascun cristalliti che potrebbero avere valori di *d* diversi tra loro e quindi uno strain ε diverso, la tecnica $\sin^2\Psi$ utilizzata dal diffrattometro portatile progettato per questa applicazione, deve eseguire un numero di letture a differenti angoli Ψ per poter acquisire il contributo di ognuno.
Lo strain si calcola medante la seguente equazione:

$$\varepsilon = d_{\theta\psi} - d_0/d_0$$

dove d_0 è la distanza interplanare del reticolo del cristallite esente da tensione e $d_{\theta\psi}$ è la distanza inter-planare del reticolo tensionato misurato a ciascun angolo Ψ.(Fig.5a)
Conoscendo il modulo di Young e il coefficiente di Poisson è quindi possibile calcolare la tensione σ tramite l'equazione:

$$\sigma = (E/1 + \nu)m$$

Dove E è il valore del modulo di Young e n il coefficiente di Poisson relativi al materiale in oggetto. (Fig. 5b)
Plottando i singoli valori ottenuti ai diversi Y si ottiene una retta di correlazione tra ε e il $\sin^2\Psi$, la cui pendenza m indica il verso della tensione, se compressiva o di trazione.(Fig 6)



(a) (b)

Fig. 5. (a) Misure a diversi angoli Ψ, (b) relazione tra strain e stress

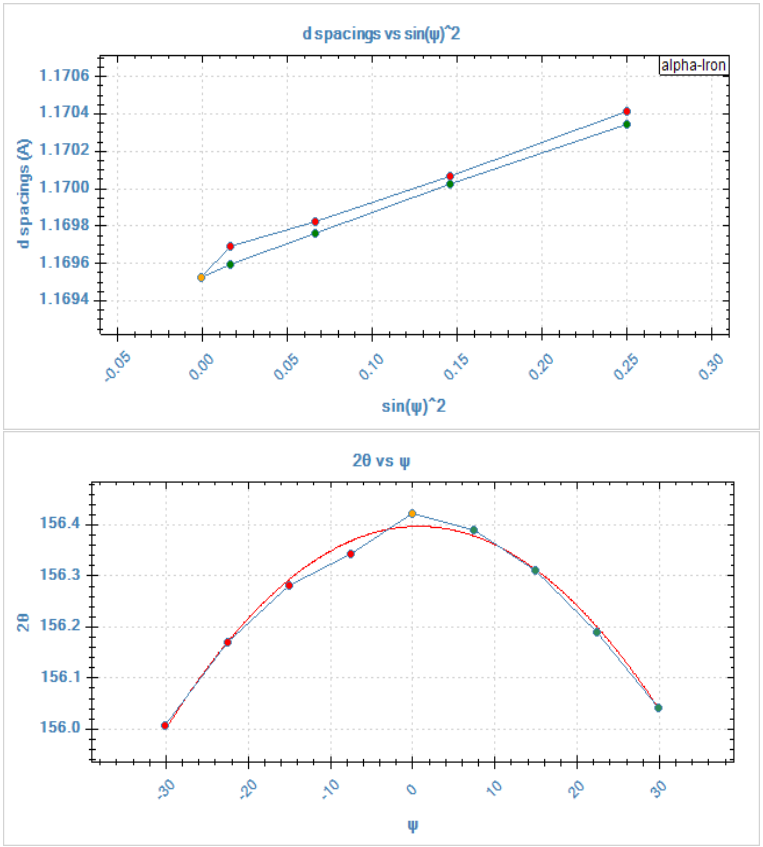


Fig. 6. Espressioni grafiche di una misura di un filo di trefolo in trazione.

2 MISURA DELLE TENSIONI MEDIANTE RUMORE DI BARKHAUSEN (MBN)

2.1 Principio del metodo

Le sollecitazioni elastiche nei metalli ferromagnetici hanno una grande influenza sulla struttura dei domini magnetici del metallo. L'interazione tra le sollecitazioni elastiche e la struttura dei domini è nota come interazione magnetoelastica. Il segnale BN (di emissione) è il risultato di queste interazioni quando un campo magnetico H di intensità variabile è applicato al materiale.(Fig. 8)
Per i metalli con anisotropia positiva (ad esempio, ferro dolce, acciaio basso legato, tra gli altri), in cui queste interazioni tendono a creare sollecitazioni di trazione, l'ampiezza del segnale BN è maggiore, mentre per i materiali con anisotropia negativa (ad esempio, acciaio dopo cementazione, tempra a induzione, tra gli altri), in cui le interazioni magnetoelastiche creano sollecitazioni di compressione, il segnale BN è considerevolmente inferiore.
Sulla base di questo fenomeno, il metodo di Barkhausen può essere impiegato per studiare le proprietà dei materiali ferromagnetici. L'intensità del segnale BN diminuisce con l'aumento della durezza. Una maggiore durezza implica un numero maggiore di centri di ancoraggio dei difetti che

impediscono il movimento sia delle dislocazioni che delle pareti dei domini magnetici. Pertanto, i materiali più duri presentano livelli inferiori di segnale registrato.
I materiali ferromagnetici contengono domini magnetici in cui la magnetizzazione di un singolo dominio è orientata in modo diverso rispetto alla magnetizzazione dei domini vicini (Fig. 7). I domini magnetici sono separati all'interno di un singolo grano da quelle che vengono chiamate pareti di dominio o pareti di Bloch. I singoli movimenti delle pareti di dominio sono rilevabili, mentre i loro spostamenti sono discontinui. Tali movimenti irregolari modificano la magnetizzazione e possono generare impulsi di tensione in una bobina
avvolta attorno al materiale magnetizzato .Questo fenomeno è chiamato effetto Barkhausen
o rumore di Barkhausen.

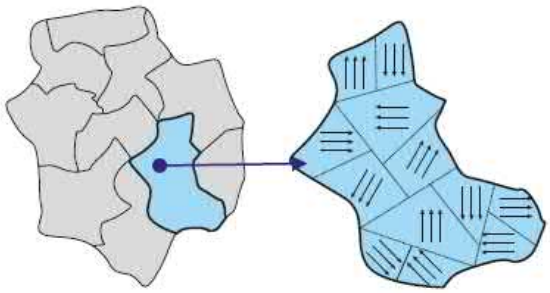


Fig.7. Grani adiacenti e singolo Grano con pareti di Bloch e domini magnetici

Questi piccoli salti di DW possono essere osservati nel loro ciclo di isteresi (Fig. 8) quando l'induzione magnetica aumenta.

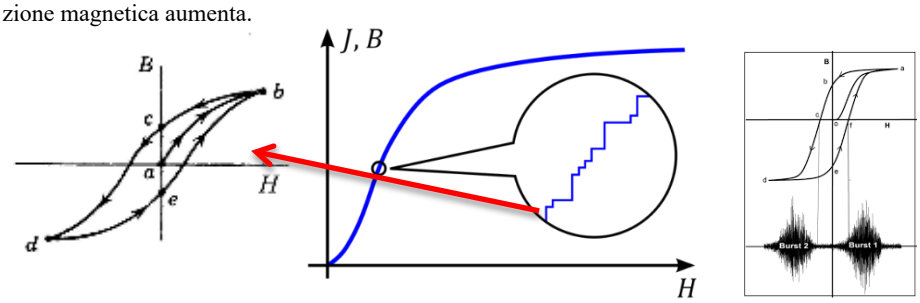


Fig. 8. Rappresentazioni del egnale di Barkhausen

MBN è un fenomeno fisico estremamente complesso che dipende dalle proprietà del materiale, dai processi di trattamento termico, dalla lavorazione, dall'integrità della superficie e della forma del campione e del sensore, dalle proprietà elettromagnetiche del materiale,dai parametri di misurazione e dalla calibrazione e da altre condizioni sperimentali (Tab. A.2). L'insieme dei fattori che influenzano il segnale di Barkhausen sono molteplici incluse le interazioni tra i singoli fattori tra i quali , la microstruttura è la caratteristica più rilevante per quanto riguarda la tipologia dei materiali oggetto della sperimentazione.
Gli acciai alto resistenziali utilizzati per la pre e post compressione hanno indicativamente la seguente composizione chimica riferita agli elementi principali: *C 0.8% Mn 0.35% Si 0.4%.*
La concentrazione di Carbonio fa si che la microstruttura sia perlitica interamente composta da Ferrite contenente cementite lamellare finemente dispersa . La cementite è una struttura molto dura

che rende difficoltoso il movimento magnetico agendo come centro di forte ancoraggio meccanico ed è magneticamente molto dura rispetto alla ferrite.
Le lamelle di cementite ostacolano fisicamente la rotazione e l'espansione dei domini magnetici della ferrite, riducendo la deformazione macroscopica del materiale sotto l'effetto del campo magnetico.
Mentre per la maggior parte dei materiali ferromagnetici mostrano una magnetostrizione positiva e quindi una relazione diretta tensione intensità del segnale, gli acciai armonici mostrano sperimentalmente un comportamento opposto mostrando una diminuzione del segnale MBN all'aumentare della tensione.

3 SPERIMENTAZIONE IN LABORATORIO

3.1 Misure in Diffrazione X

I primi test sono stati eseguiti su trefoli e fili da precompressione per verificare la correlazione tra carico applicato mediante macchina prova trazione e la misura della tensione misurata posizionando il diffrattometro portatile Spider X Edge in prossimità del campione.

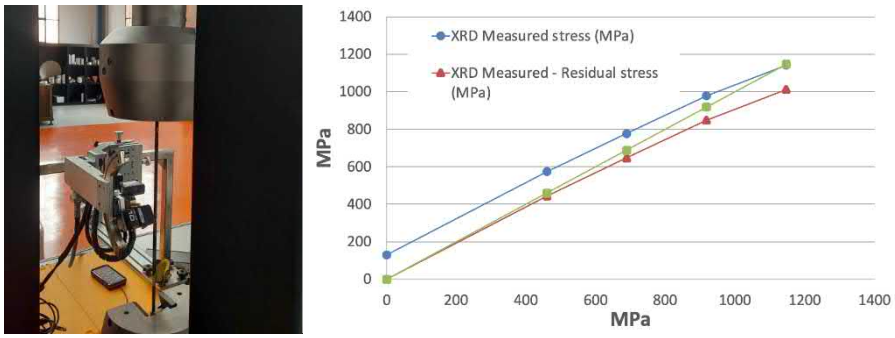


Fig 9. Set up di test e grafico dei risultati

Tabella 1. Misure XRD

Applied stress (MPa)	XRD Measured stress (MPa)	XRD measured stress – residual (manufacturing) stress (MPa)
0	130	0
459	574	444
688	777	647
917	978	848
1146	1141	1011

3.2 Misure mediante Rumore di Barkhausen

I primi test sono stati eseguiti su trefoli e fili da precompressione per verificare la correlazione tra carico applicato mediante macchina prova trazione e la misura della tensione misurata posizionando il sensore di Barkhausen a contatto con il campione.

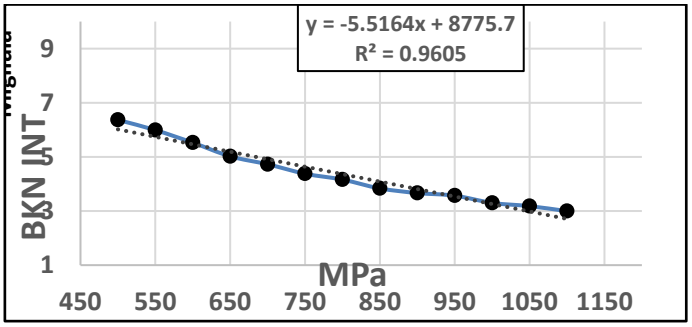


Fig. 10. Barkausen Vs Carico applicato trefolo 7 fili diametro 15.2 mm

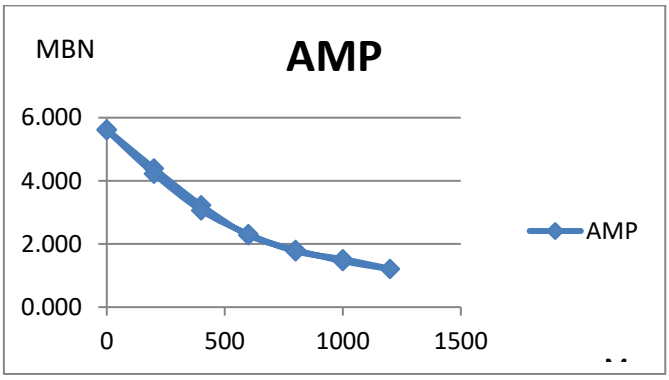


Fig. 11. Ciclo di carico e scarico entro limite elastico :Segnale di Barkausen Vs Carico

Sia per i test XRD che per quelli mediante Rumore di Barkhausen si nota una buona correlazione tra il carico applicato e il valore strumentale applicato.
Per quanto riguarda il metodo XRD , il valore misurato può essere considerato un valore “assoluto” , non richiede infatti di alcuna calibrazione se non la verifica che il valore di stress misurato su un campione di polvere di ferro di opportuna granulometria ritorni un valore compreso tra i +/- 14MPa.
Si deve tenere in conto l’eventuale valore della tensione residua derivante dal processo fi fabbricazione dei fili e dei trefoli. Con rifermento alla Tabella 1 si nota che a carico zero il diffrattometro rileva una trazione di 130 MPa , Sono riportati valori di lettura XRD e quelli corretti sottraendo il valore della tensione residua di lavorazione.
Per le misure in opera, questo valore non è quasi mai disponibile a meno di non poter disporre di uno spezzone di trefolo da misurare in assenza di carico. Al momento questo è un punto critico che concorre ad aumentare l’incertezza della misura.

Il metodo magnetico di Barkausen è molto più dipendente dalla microstruttura e dalla storia metallurgica del materiale.
Pertanto, per poter ottenere un valore in MPa è necessario poter disporre di curve di calibrazione che siano il più possibile prossime alla condizione del campione in esame. A questo scopo si sta procedendo ad una campagna di test allo scopo di individuare un criterio di calibrazione il più generale possibile. È possibile comunque concludere che entrambe le metodiche offrono notevoli opportunità di fornire indicazioni utili alla valutazione dello stato tensionale.

4 SPERIMENTAZIONE IN CAMPO

4.1 Misure XRD

Per valutare l'utilizzo in campo di entrambe le tecniche sono state eseguite misure sia su ponti che su strutture precompresse. In particolare riportiamo due esperienze significative condotte su trefoli scorrevoli di post tensione di un ponte e di trefoli di pretensionamento in uno zuccherificio.
Sui trefoli del ponte sono state eseguite misure su 7 trefoli lato Nord e 1 misura sul lato Sud, oltre che una misura su un trefolo rotto lato Sud che ha permesso di valutare la tensione residue di lavorazione. (Tab.2)

4.1.1 Ponte



Fig.12. Set up XRD

Tab 2. Misure XRD

Wire position	XRD measurement 1 (MPa)	XRD measurement 2 (MPa)	XRD Average measurement (MPa)	XRD Average – RS (MPa)
1 North	ND	ND	ND	ND
2 North	615	655	635	534
3 North	694	664	679	578
4 North	646	706	676	575
5 North	693	677	685	584
6 North	572	539	556	455
7 North	546	513	530	429
8 North	779	833	806	705
BROKEN (RS)	106	95	101	
1 South	831	833	832	731

4.1.2 Zuccherificio, misure XRD e MBN e loro comparazione

In Tabella 3 vengono riportate le misure eseguite mediante XRD re quelle MBN (Barkhausen). Non disponendo di una curva di calibrazione eseguita sullo stesso trefolo in esame, è stata utilizzata una equazione derivante dalla calibrazione di un trefolo delle medesime dimensioni che riportata in figura 12. Assumendo quindi come uguali le caratteristiche microstrutturali dei due trefoli l'intensità del segnale MBN è stato convertito in MPA, ottenendo valori molto prossimi a quelli ottenuti mediante XRD.

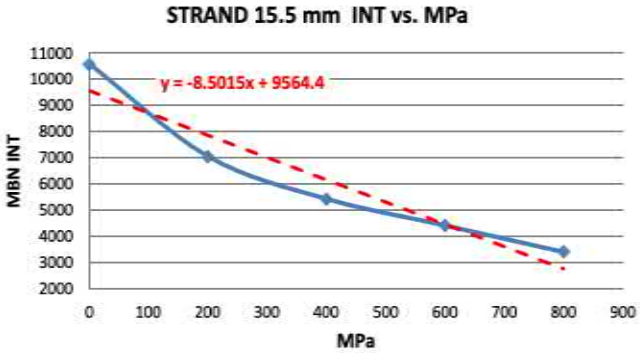


Fig. 13. Curva di calibrazione Trefolo 15.5 mm ed equazione della retta.



Fig. 14. Set up XRD e MBN

5 CONCLUSIONI

In conclusione, si ritiene che, mentre la tecnica della diffrazione X è in grado di fornire direttamente un valore dello stato tensionale con una incertezza compatibile alle esigenze valutative della struttura, la tecnica MBN può rappresentare una valida alternativa se propriamente calibrata o , in assenza di calibrazione, può comunque essere utilizzate per una valutazione intensiva di molteplici punti di misura, limitando l'impiego della diffrazione alla misura dei punti più critici.
Allo scopo di irrobustire le risultanze di questo primo esperimento sono in programma ulteriori misure volte alla valutazione di trefoli e fili di diversa provenienza e microstruttura, sia in

laboratorio che in opera, in modo da verificare la possibilità di utilizzare una calibrazione "universale" da poter applicare alla misura MBN.
Tale metodica, infatti, pur scontando il fatto di dover essere confrontata con campioni di riferimento, presenta indubbi vantaggi operativi rispetto alla diffrazione X.
Non richiede permessi speciali per l'utilizzo di sorgenti radiogene, ha dimensioni molto più compatibili con la misura in campo, ha una velocità di esecuzione decisamente più favorevole.

Tab. 3. Misure XRD e MBN

Level	Strand	Wire	XRD (MPa)	MBN (INT)	MBN (MPa)	MBN-XRD (MPa)
A	H	a	644	3917	665	-21
	H	b reading 1	645	3840	673	-28
	H	b reading 2	645	3839	674	-29
	L	a	682	3454	716	-34
	L	b	522	4800	568	-46
B	H	a	615	4802	636	-21
	H	b	600	4875	633	-33
	L	a reading 1	556	4944	552	4
	L	a reading 2	556	4924	554	2
C	H	a	624	4222	631	-7
	H	b	645	4320	621	24
	H	c reading 1	526	4302	623	-97
	H	c reading 2	584	4288	624	-40

KEYWORDS

Post-tensioned cables, non-destructive methods,X-Ray diffraction, Barkhausen Noise, Stress measurement, special Inspections

EVOLUZIONE DI PARETI IN ACCIAIO A GRANDE INERZIA PER APPLICAZIONI MARINE E SOLUZIONI SPECIALI

EVOLUTION OF STEEL HIGH MODULUS WALL FOR MARINE AND SPECIAL APPLICATIONS

Alessandro Sorrentino
ArcelorMittal Commercial Italy | Sheet Piling
Milano, Italia
alessandro.sorrentino@arcelormittal.com

Antonio Gamba,
ArcelorMittal Commercial RPS | Sheet Piling
Esch-sur-Alzette, Lussemburgo
antonio.gamba@arcelormittal.com

ABSTRACT

The development of steel sheet pile systems for marine and special applications can be seen as a technical evolution driven by increasing demands for performance, durability, and environmental sustainability. Traditional steel sheet pile walls have long been a reliable solution for coastal and waterfront structures. However, increasing water depths, higher loads, and longer design life requirements have gradually revealed the limitations of conventional systems. These challenges led to the development of combined wall systems designed to provide greater structural efficiency and stiffness. This concept separates the main load-bearing elements from secondary infill components, allowing higher bending stiffness without increasing steel consumption. Among these solutions, the combined wall system using piles and sheet piles represents a high-stiffness configuration, made possible by advances in steel quality, cross-section geometry, and manufacturing techniques. The evolution of these systems reflects a gradual improvement process that considers design constraints, soil–structure interaction, and long-term durability in marine environments, ultimately providing reliable and efficient solutions for major marine and special infrastructure projects.

SOMMARIO

Lo sviluppo dei sistemi di palancole in acciaio per applicazioni marine è stato guidato dalla crescente necessità di migliorare prestazioni, durabilità e sostenibilità. Le tradizionali pareti di palancole hanno rappresentato per lungo tempo una soluzione affidabile per strutture costiere, ma l'aumento della profondità dell'acqua, dei carichi applicati e di vita utile richiesta hanno evidenziato i limiti dei sistemi convenzionali. Da queste esigenze è nato lo sviluppo delle pareti combinate, progettate per offrire maggiore rigidezza ed efficienza strutturale. Questo approccio separa gli elementi portanti principali dai componenti secondari, permettendo di aumentare la rigidezza flessionale senza incrementare eccessivamente il consumo di acciaio. Tra queste soluzioni, la parete combinata

in pali e palancole rappresenta un sistema ad alta rigidezza, reso possibile dai progressi nella qualità dell'acciaio, nella geometria delle sezioni e nelle tecniche di fabbricazione. L'evoluzione di tali sistemi è il risultato di miglioramenti progressivi, che considerano aspetti progettuali, interazione suolo-struttura e durabilità in ambienti marini, garantendo soluzioni affidabili per infrastrutture marine e speciali.

1 INTRODUZIONE

Nel 2021, oltre l'80% del volume del commercio mondiale è stato trasportato via mare [1],[2]. Le statistiche riguardanti l'Unione Europea confermano la tendenza, attestando che in Europa circa il 70% del trasporto merci è effettuato via mare e per le vie navigabili (**Fig. 1**)[3]. Risulta evidente, l'importanza del trasporto merci via mare e per vie navigabili e delle relative infrastrutture nei porti e lungo i corsi d'acqua. Le pareti di palancole in acciaio e le pareti combinate di palancole sono utilizzate come elementi permanenti per la costruzione e la manutenzione delle infrastrutture marittime ed idriche. Queste possono essere impiegate, ad esempio, per costruire muri di banchina per colmare grandi dislivelli del terreno, frangiflutti per proteggere le strutture portuali o rinforzi degli argini. La continua manutenzione, ampliamento ed espansione della rete di infrastrutture al sostegno del traffico merci così elevato è cruciale al fine di evitare colli di bottiglia alla navigabilità derivanti da restrizioni o chiusure. In paesi come la Germania si stima che circa il 25% delle strutture versa in condizioni «insoddisfacenti» e circa il 60% è «adeguato», e sostiene la necessità di aumentare i finanziamenti federali destinati a interventi di manutenzione, sostituzione, ampliamento e nuova costruzione [4]. Questo manoscritto è volto a mettere in luce alcune delle soluzioni in acciaio più efficienti per la progettazione di strutture marittime e speciali trattando in maniera specifica le problematiche più comuni per tipo di applicazione.

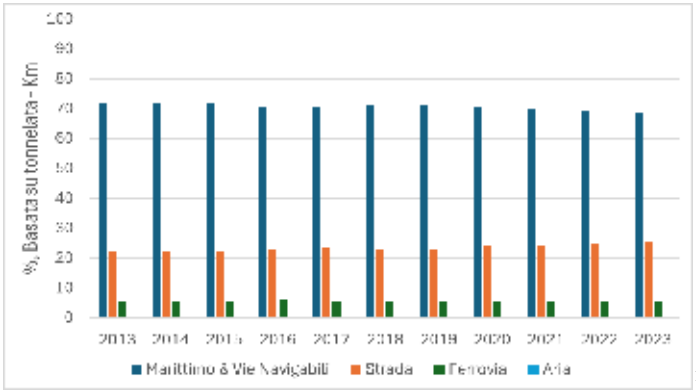


Fig. 1. Ripartizione Modale trasporto merci, UE, 2013-2023.

2 DALLE PARETI IN ACCIAIO ALLE SOLUZIONI COMBINATE

Le palancole in acciaio sono elementi modulari che possono essere infissi nel terreno per realizzare una parete verticale continua, definita palancolato. Questa natura modulare, unita alla rapidità di esecuzione ha fatto sì che da più di 100 anni queste strutture abbiano trovano impiego in diversi ambiti dell'ingegneria civile e geotecnica, tra cui la più comune è la costruzione di paratie per opere

marittime e portuali. In funzione delle esigenze progettuali, i palancolati possono essere utilizzati sia come opere permanenti sia come strutture provvisorie, grazie alla loro modularità e alla relativa facilità di installazione e rimozione. La versatilità di tali soluzioni fa si che l'ingegneria contemporanea consideri queste applicazioni sempre più idonee ed efficaci in specifici contesti progettuali. Nonostante l'evoluzione delle tecnologie produttive, la capacità resistente delle singole palancole è tuttora limitata da vincoli industriali legati alla produzione ed alle macchine adoperate per l'infissione. Attualmente, il modulo di resistenza elastico massimo disponibile per un singolo elemento è pari a 5155 cm3/m, corrispondente alla sezione AZ52-700N. Quando le condizioni di progetto richiedono valori superiori, è necessario individuare soluzioni alternative per incrementare la capacità resistente della sezione. In passato, una soluzione comunemente adottata consisteva nell'aggiunta di piastre in acciaio alle flange superiori e inferiori della palancola. Questa tecnica, nonostante apportasse benefici evidenti dal punto di vista strutturale, presentava significative limitazioni in termini di efficienza economica e produttiva. L'utilizzo di materiale aggiuntivo e le lavorazioni necessarie comportavano infatti costi elevati e una ridotta convenienza rispetto a soluzioni più moderne come le pareti combinate. Le tradizionali pareti di palancole hanno rappresentato per lungo tempo una soluzione affidabile per strutture costiere, ma l'aumento della profondità dell'acqua, dei carichi applicati e di vita utile richiesta hanno evidenziato i limiti dei sistemi convenzionali. Da queste esigenze è nato lo sviluppo delle pareti combinate, progettate per offrire maggiore rigidezza ed efficienza strutturale. Questo approccio separa gli elementi portanti principali dai componenti secondari, permettendo di aumentare la rigidezza flessionale senza incrementare il consumo di acciaio. Ad oggi, le soluzioni più conosciute di pareti combinate in acciaio risultano essere quelle composte da tubi e palancole o da pali-palancole (HZM-AZ).

Le pareti combinate sono costituite da tre componenti: 1) palo principale (king pile), elemento portante primario, che può essere una trave o un tubo; 2) palancole AZ, elementi intermedi che riducono il peso del pannello ma contribuiscono poco strutturalmente; 3) barre di interconnessione che uniscono strutturalmente i due elementi. Come per le palancole, le proprietà delle combi-wall (pareti combinate) sono espresse nelle stesse unità: modulo resistente (cm^3/m), momento d'inerzia (cm^4/m) e momento flettente ($kN \cdot m/m$). Quando un progettista o un appaltatore valuta soluzioni combinate con tubo o trave, più larghezza, minor peso e maggiore resistenza sono le variabili principali misurabili, ma esistono anche altri fattori commerciali, strutturali e di installazione che influenzano il costo complessivo e la fattibilità.

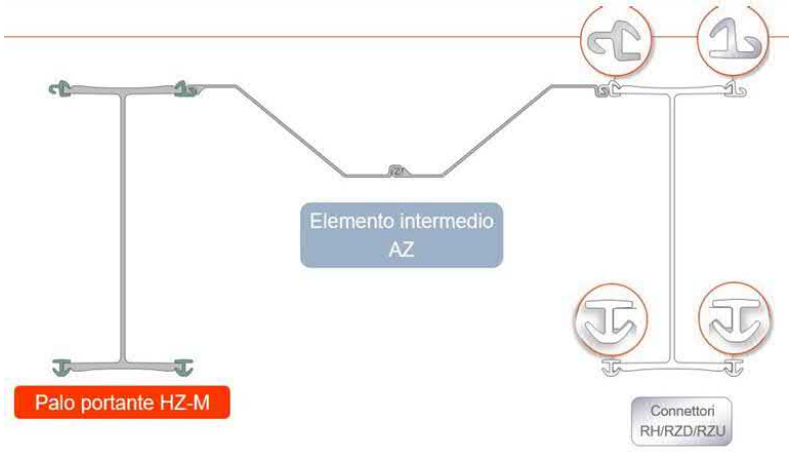


Fig. 2. Componenti parete combinata HZM-AZ

2.1 Parete combinata HZM-AZ

All'inizio degli anni 2000, lo sviluppo di nuovi profili HZ laminati a caldo è stato avviato per rispondere ad esigenze crescenti in termini di capacità strutturali. I nuovi profili dovevano essere caratterizzati da maggiore altezza e flange più spesse, con l'obiettivo di aumentare significativamente le prestazioni strutturali e ridurre complessivamente i costi.
Dopo importanti attività di ricerca e sviluppo, nel 2007 venne promossa e presentata la soluzione definitiva, dove vennero analizzati diversi approcci progettuali. La scelta ricadde, quindi su un sistema innovativo che combinava la tecnologia già in essere con i risultati maturati dall'intensa attività di ricerca. Nasce quindi il sistema a parete combinata HZM-AZ.
Il sistema di paratie in acciaio HZ-M Steel Wall System rappresenta una delle soluzioni più impiegate per le opere portuali e per gli scavi di notevole profondità. Si tratta di una paratia combinata HZM/AZ costituita dai seguenti elementi:

- Pali principali (king piles) HZ-M, che assolvono a due differenti funzioni strutturali: resistere alle spinte del terreno e alle pressioni idrostatiche, oltre a sostenere i carichi verticali;
- Coppie di palancole AZ utilizzate come elementi intermedi, aventi funzione sia di contenimento del terreno sia di trasferimento dei carichi; tali elementi sono generalmente più corti dei pali principali HZ-M;
- Connettori speciali laminati a caldo (RH, RZD, RZU), che collegano le palancole di tamponamento ai pali HZ-M, garantendo la continuità della parete.

Il concetto strutturale del sistema HZ-M si basa sull'impiego di un palo principale ad elevata rigidezza associato a palancole intermedie più leggere, ottenendo una struttura di sostegno ad alta capacità portante, sicura ed economicamente efficiente, caratterizzata da maggiore rigidezza e notevole resistenza flessionale.
Il principale vantaggio dei pali HZ-M risiede nel connubio tra la geometria concava delle flange dei profili più leggeri ed il notevole spessore delle flange dei pali portanti più pesanti, che può raggiungere i 40 mm.
Per l'applicazione dei connettori RH/RZ viene realizzata una scanalatura nella flangia del profilo mediante fresatura. L'attrezzatura di lavorazione è stata progettata per garantire tolleranze dimensionali molto ristrette, migliorando l'accoppiamento dei connettori. La scanalatura viene eseguita solo ove necessario, per poi essere parzialmente saldati in un secondo momento. In questo modo si incrementano la rigidezza e il modulo resistente dell'intera paratia. A differenza di altri sistemi di paratie combinate, la geometria dei connettori garantisce una connessione meccanica tra i due elementi del sistema HZ/AZ, assicurando la continuità strutturale della parete senza fare esclusivo affidamento sulla saldatura dei connettori

2.2 Caratteristiche fisiche e meccaniche

Le paratie combinate HZM-AZ presentano un'ampia gamma di configurazioni, ottenute utilizzando l'intera serie di palancole AZ. Ciascuna configurazione si basa sul medesimo principio strutturale e sono costituite da una o due sezioni HZ-M alternate a coppie di palancole AZ; in caso di requisiti di inerzia particolarmente elevati, si può valutare la soluzione composta esclusivamente da pali portanti, senza l'ausilio di palancole intermedie.
Da un punto di vista meccanico, idealmente il contributo delle palancole intermedie alla rigidezza complessiva del sistema è relativamente modesto; il progettista può quindi trascurarne il momento d'inerzia. Tale approccio è cautelativo dal punto di vista della sicurezza.
In caso di livello di falda assente, la palancola intermedia è richiesta unicamente per resistere alle spinte attive del terreno fino alla profondità corrispondente a pressione nulla.

La versatilità delle pareti combinate consente di poter utilizzare qualsiasi sezione a Z come parete intermedia in base alle esigenze progettuali. Di norma sezioni doppie a forma Z vengono scelte per ottimizzare il passo ed alleggerire la soluzione progettuale. Ad ogni modo è possibile incrementare la resistenza alla corrosione con sezioni più spesse oppure migliorare le prestazioni di infissione scegliendo un profilo più pesante o con passo più corto. L'infissibilità (drivability), difatti, rappresenta un ulteriore paramento fondamentale da valutare nella scelta degli elementi intermedi, esaminando soprattutto le caratteristiche e la stratigrafia dell'area di installazione.
Per quanto riguarda la dinamica di funzionamento della parete combinata, bisogna partire dal presupposto che tali sistemi sono sottoposti ad elevate pressioni idrauliche, ad esempio nella realizzazione di un palancolato per casseri stagni (cofferdam). Le prestazioni del sistema sotto l'azione della pressione dell'acqua dipendono dalla combinazione scelta tra pali principali HZ-M, palancole intermedie AZ e dalle rispettive qualità di acciaio.

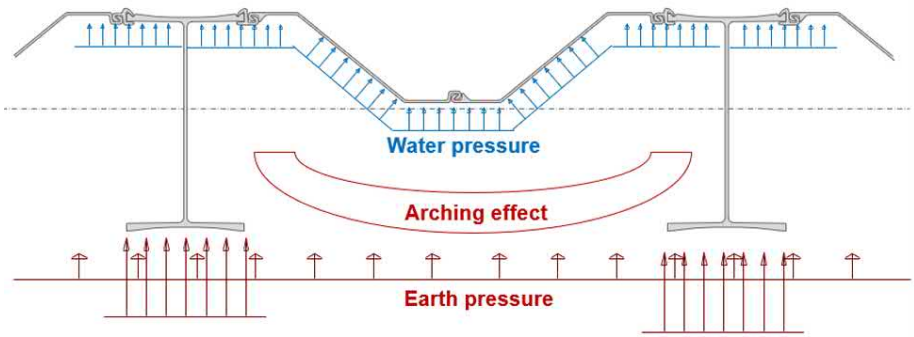


Fig. 3. Effetto Arco

In questo contesto, l'effetto ad arco (arching effect) è un fenomeno fondamentale che consente di trasferire gran parte del carico dalle palancole intermedie ai profili portanti HZ. In termini ingegneristici, l'effetto ad arco si verifica quando un elemento relativamente flessibile sottoposto a carico è vincolato ai lati da elementi molto più rigidi.
La pressione dell'acqua o del terreno agisce sulla superficie delle palancole, che sono molto più flessibili rispetto ai pali portanti, dotati di elevatissima rigidezza flessionale. Poiché gli HZ si deformano molto meno delle palancole intermedie, queste ultime sviluppano un comportamento simile a una membrana compressa che devia il carico verso gli HZ.
In questo scenario, le palancole AZ forniscono sostanzialmente una tenuta idrica nonché un trasferimento dei carichi; i pali HZ-M, invece, assorbono tutto il momento flettente globale, gli sforzi di taglio e quelli derivanti dall'effetto ad arco.

3 CONFRONTO CON SIMILI SOLUZIONI PROGETTUALI

Il sistema HZM-AZ è oggetto di analisi compartiva in numerose soluzioni progettuali. È assodato che, in confronto ad un palancolato semplice con profili AZ o AU/PU, la parete combinata garantisce un momento di inerzia significativamente maggiore ed una rigidezza dell'intero sistema più cautelativa. È stato ulteriormente comprovato che questo tipo di soluzione combinata presenta notevoli vantaggi rispetto alle tradizionali pareti combinate con pali tubolari di pari prestazioni. La soluzione tubo-palancola fornisce una soluzione con notevoli caratteristiche geometriche e

meccaniche; tuttavia, il sistema HZM-AZ offre miglioramenti vantaggiosi riguardo molti aspetti, che sono stati attenzionati e verificati nel corso degli anni.
Nel dettaglio, la parete combinata HZM-AZ:

- È una parete pressoché rettilinea sul lato acqua/scavo;
- presenta un ingombro in profondità inferiore, caratteristica particolarmente vantaggiosa in spazi ridotti (ad esempio nella realizzazione di una nuova paratia davanti a una banchina esistente);
- Superficie esposta alla corrosione si limita alla flangia frontale;
- il collegamento meccanico degli incastri RZ alle travi HZ-M offre un ulteriore livello di sicurezza, ad esempio nel caso in cui si verificasse corrosione delle saldature di fissaggio;
- la realizzazione della trave di coronamento (capping beam) richiede una minore quantità di calcestruzzo;

4 CASO APPLICATIVO – MOLO MANFREDI SALERNO

Il caso studio individuato come tra i più iconici sul nostro territorio riguarda il prolungamento del Molo Manfredi nel Porto di Salerno; L'intervento rappresenta un esempio applicativo delle tecnologie di palancolati e sistemi combinati utilizzati per l'ampliamento delle infrastrutture portuali, con l'obiettivo di incrementare la capacità operativa dello scalo e migliorare l'accoglienza delle navi da crociera. L'opera è stata progettata per garantire un fronte di attracco complessivo di circa 350 metri, consentendo l'ormeggio di navi da crociera fino a 300 metri di lunghezza e assicurando, al contempo, adeguate prestazioni operative mediante un fondale di progetto a quota -11,50 m s.l.m.. e una banchina dimensionata per sopportare carichi distribuiti pari a 30 kPa.



Fig. 4. Progressi della realizzazione del Molo Manfredi del Porto di Salerno

Per la realizzazione dell'intervento è stata adottata una soluzione basata sull'impiego di cofferdam in acciaio, strutture che consentono di isolare dall'acqua le aree interessate dai lavori, permettendo

l'esecuzione delle attività costruttive in condizioni controllate. Oltre a semplificare le operazioni di costruzione e manutenzione, i cofferdam contribuiscono a limitare la dispersione dei sedimenti nell'ambiente marino circostante, risultando particolarmente efficaci nella realizzazione di casse di colmata destinate al contenimento dei materiali provenienti dalle operazioni di dragaggio.



Fig. 5. Realizzazione Cofferdam

Dal punto di vista strutturale, il prolungamento del molo è stato realizzato mediante una soluzione combinata costituita da pali portanti HZ-M e palancole intermedie AZ, configurazione che consente, nel contesto in questione, di soddisfare i requisiti strutturali e di tenuta idrica nella maniera più efficiente ed efficace. Il manufatto presenta una lunghezza di circa 180 metri e una larghezza di 35 metri, con l'impiego di elementi HZ 1080M A12 e HZ 880M A12 associati a palancole AZ 18-700 e AZ 17-700 di diversa lunghezza in funzione delle esigenze progettuali.



Fig. 6. Fase di riempimento della cassa di colmata

L'intervento ha consentito la realizzazione di una nuova infrastruttura portuale moderna e funzionale, incrementando in modo significativo la capacità operativa del Porto di Salerno e confermando l'efficacia delle soluzioni in acciaio per opere marittime caratterizzate da elevati requisiti di durabilità, rapidità esecutiva e sostenibilità nel lungo periodo.

5 CONCLUSIONI

L'evoluzione delle infrastrutture marittime e portuali richiede soluzioni strutturali sempre più efficienti, capaci di coniugare elevate prestazioni meccaniche, durabilità e sostenibilità economica nel

lungo periodo. In questo contesto, le pareti combinate in acciaio rappresentano una risposta efficace alle crescenti esigenze progettuali derivanti da maggiori profondità d'acqua, carichi più elevati e vite utili sempre più estese. L'analisi svolta ha evidenziato come il sistema HZM-AZ consenta di ottenere valori di rigidezza e capacità resistente significativamente superiori rispetto ai tradizionali palancolati, ottimizzando al contempo il consumo di materiale. La separazione tra elementi portanti principali ed elementi intermedi permette infatti di sfruttare in modo efficiente il comportamento strutturale della parete, anche grazie ai meccanismi di trasferimento dei carichi connessi all'effetto arco. Rispetto alle tradizionali soluzioni tubo-palancola, il sistema HZM-AZ offre inoltre una geometria più favorevole, un minore ingombro strutturale, una maggiore semplicità nella realizzazione degli elementi di coronamento e una ridotta esposizione alla corrosione in ambiente marino, con conseguenti benefici sia in fase costruttiva sia durante l'intero ciclo di vita dell'opera. La versatilità del sistema ne favorisce inoltre l'impiego in un ampio spettro di applicazioni marittime e speciali. Il caso applicativo del prolungamento del Molo Manfredi nel Porto di Salerno conferma concretamente la validità della soluzione adottata, dimostrando come le pareti combinate HZM-AZ possano garantire affidabilità, rapidità esecutiva e adeguate prestazioni strutturali anche in opere di rilevanza strategica. Tali caratteristiche rendono queste tecnologie una delle soluzioni di riferimento per lo sviluppo delle moderne infrastrutture portuali

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia RCM Costruzioni per la gentile concessione delle immagini di stato avanzamento lavori

BIBLIOGRAFIA

[1] UNCTD, "Review of Maritime Transport," in United Nations Conference on Trade and Development - UNCTAD, New York, 2021.
[2] UNCTD, "Review of Maritime Transport," in United Nations Conference on Trade and Development, New York, 2023.
[3] E. Commission, "Eurostat," [Online]. Available: https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=Freight_transport_statistics_-_modal_split. [Accessed 18 March 2026].
[4] VBW, "Zum Zustand und den Handlungsnotwendigkeiten an Schleusen und Wehren an Bundeswasserstraßen.," Impulspapier Schleusen Wehre. Verein für europäische Binnenschifffahrt und, 2022.

PAROLE CHIAVE

Palancole in acciaio, Pareti combinate, Strutture marine, Interazione terreno-struttura, Rigidezza flessionale

LA MANUTENZIONE DELL'ACCIAIO AL CARBONIO CON FINITURE FLUORURATE: ESITO ISPEZIONI DOPO 10 ANNI DI ESERCIZIO

MAINTENANCE OF CARBON STEEL WITH FLUORINATED COATINSG: RESULTS OF INSPECTIONS AFTER 10 YEARS OF SERVICE LIFE

Vitantonio Vacca,
Giuseppe Napoli,
Arcangelo Di Tolla,
ANAS Struttura Territoriale Basilicata Via Nazario Sauro snc,
85100 Potenza (PZ), Italy

Angelo Locaspi
Innoventions Srl
Via delle Industrie 11/7
20044 Arese (MI)
angelo.locaspi@innoventions.eu

ABSTRACT

The maintenance of large infrastructural works with fluorinated protective coatings still suffers from unjustified and widespread skepticism about real effectiveness. For the first time in Italy, this paper shows the results of the inspections conducted more than 10 years after the extraordinary maintenance of the Platano viaduct in RA5 and on the Prodino Grande in SS 585. The consistency of color and gloss as well as the increase in adhesion are the main indicators of the effectiveness and durability of the protective coating defines in ANAS Specification as Ciclo M2.

SOMMARIO

La manutenzione di grandi opere infrastrutturali con rivestimenti protettivi fluorurati sconta ancora un immotivato e diffuso scetticismo sulla loro reale efficacia. Si riportano gli esiti delle ispezioni condotte dopo oltre 10 anni dalla manutenzione straordinaria del viadotto Platano in RA5 e sul Prodino Grande in SS 585. La costanza del colore e della brillantezza oltre all'aumento dell'adesione sono gli indicatori principali dell'efficacia e della durabilità del rivestimento protettivo definito dal CSA ANAS IT.PRL.05.28_Rev 3 come Ciclo M2.

1 INTRODUZIONE

La protezione dell'acciaio al carbonio con protettivi di natura organica è la maggiore e più credibile alternativa all'uso del weathering steel nel settore delle infrastrutture. La sfida principale non consiste tuttavia nella sola capacità di ottenere una protezione efficace, quanto nella durata di tale funzione per periodi compatibili con la vita utile prevista per l'opera.
In fase di progettazione della manutenzione straordinaria, questo aspetto assume particolare rilevanza. A differenza dell'attività condotta durante la costruzione in stabilimento in condizioni controllate, la manutenzione interviene su superfici caratterizzate da una storia di esposizione ai reali fenomeni corrosivi spesso diversi da quelli previsti. La durata della protezione dell'acciaio dipende da un sistema complesso nel quale interagiscono le caratteristiche del supporto, il livello di preparazione superficiale, la natura e la compatibilità dei differenti strati protettivi e le condizioni di applicazione. In esercizio, sono decisive l'esposizione dell'opera, cioè umidità, precipitazioni, contaminanti, cloruri, SO2, acque di dilavamento e condizioni microambientali più o meno severe. La manutenzione interviene su struttura degradato, talvolta molto danneggiata, per ripristinarne funzionalità e durata. Ove applicati i protettivi fluorurati non essendo soggetti al decadimento originato dalle condizioni suddette, sono in grado di garantire, se ben applicati, durate superiori a quanto ottenuto dal rivestimento protettivo iniziale
Nel settore delle infrastrutture italiane, le finiture fluorurate hanno iniziato a trovare applicazioni significative dopo il 2005. Prima di quella data le esperienze più importanti erano nell'Oil & Gas e nel settore Architettonico. Oltre 35 anni di esperienze rendono oggi possibile una valutazione basata non soltanto sulle prestazioni attese, ma sul loro comportamento dopo periodi significativi di esercizio.
Questo passaggio è essenziale. La durabilità di un rivestimento e la durata effettiva osservata su un'opera reale appartengono infatti a due livelli differenti di conoscenza. Le prove di laboratorio consentono di confrontare materiali e soluzioni in condizioni definite; l'ispezione delle opere consente invece di verificare il comportamento del sistema complessivo in presenza delle molteplici variabili proprie dell'esercizio.
Il presente lavoro prende in esame due interventi di manutenzione straordinaria realizzati su grandi strutture in acciaio al carbonio gestite dalla Struttura Territoriale ANAS di Basilicata. L'obiettivo è analizzare le evidenze disponibili e registrate secondo i protocolli ANSFISIA sul comportamento a lungo termine di sistemi protettivi caratterizzati dall'impiego di finiture poliuretaniche fluorurate ad alto solido.

2 DAL MATERILE AL SISTEMA PROTETTIVO

La valutazione delle prestazioni di una finitura non può essere separata dalla configurazione del sistema nel quale essa è inserita.
Un rivestimento anticorrosivo multistrato svolge infatti funzioni differenti attraverso i componenti complementari. La preparazione della superficie determina le condizioni del supporto; gli strati di fondo assicurano l'interfaccia con il sub-strato metallico e contribuiscono alla protezione anticorrosiva e alla costruzione dello spessore e della barriera; la finitura costituisce l'interfaccia del sistema con l'ambiente esterno. Ne consegue che l'assenza di corrosione dopo un determinato periodo non può essere attribuita automaticamente a un singolo strato. Questo principio è particolarmente importante nell'interpretazione dei casi studio presentati.
Sul viadotto Prodino Grande della SS 585, su acciaio sabbiato, è stato applicato un sistema protettivo comprendente un primer zincante epossidico seguito da uno strato intermedio epossidico bicomponente e da finitura poliuretanica fluorurata ad alto solido.

Nel viadotto Platano si RA 5, oltre alla sabbiatura, il sistema protettivo prevedeva invece l'applicazione di un solo fondo epossidico bicomponente surface tolerant e finitura poliuretanica fluorurata ad alto solido.
La finitura e la preparazione superficiale rappresentano pertanto gli elementi tecnologici comune, mentre gli strati sottostanti sono differenti. Tale configurazione consente di analizzare il comportamento di due sistemi accomunati dalla tecnologia dello strato esterno, senza tuttavia confondere le prestazioni della finitura con quelle dell'intero ciclo.

3 SIGNIFICATO TECNOLOGICO DELLA FINITURA

Lo strato di finitura occupa una posizione particolare all'interno di un sistema protettivo. Esso rappresenta infatti la superficie direttamente esposta all'ambiente e costituisce il primo livello sul quale possono manifestarsi alterazioni riconducibili all'invecchiamento del rivestimento.
La conservazione delle caratteristiche superficiali nel tempo assume quindi un duplice significato. Da un lato costituisce un parametro direttamente osservabile e misurabile; dall'altro può fornire indicazioni sullo stato di conservazione del sistema protettivo.
Nel caso delle infrastrutture, parametri quali variazione cromatica, perdita di brillantezza, sfarinamento, fessurazione, distacco e comparsa di fenomeni corrosivi possono essere utilizzati, con vari livelli di approfondimento, per descrivere l'evoluzione temporale delle superfici e delle strutture.
Per trasformare tali osservazioni in dati scientificamente confrontabili è tuttavia necessario adottare procedure di controllo ripetibili e, quando possibile, misure strumentali. Il valore dei casi esaminati risiede soprattutto nella durata dell'esposizione reale. Le superfici non sono state sottoposte a cicli accelerati, ma hanno operato per oltre un decennio nelle condizioni proprie delle infrastrutture considerate.

4 METODOLOGIA DI ANALISI

L'analisi è basata sulla ricostruzione dello stato delle strutture prima dell'intervento, sulle caratteristiche documentate dei sistemi protettivi applicati e sui risultati delle successive ispezioni.
Per ciascun caso vengono considerati: caratteristiche principali dell'opera; condizioni delle superfici prima della manutenzione; preparazione superficiale; configurazione del sistema protettivo; periodo di esposizione; condizioni rilevate durante le ispezioni.
Particolare attenzione è dedicata alla presenza o assenza di corrosione e distacchi. Quando disponibili, ulteriori parametri quali adesione, colore e brillantezza possono integrare la valutazione visiva e fornire elementi quantitativi per descrivere l'evoluzione delle prestazioni.

5 VIADOTTO PRODINO GRANDE

5.1 Opera e condizioni di esposizione

Il viadotto Prodino Grande è situato lungo la S.S. 585 "Fondo Valle del Noce", tra il km 16+115 e il km 16+515. L'opera, realizzata alla fine degli anni Sessanta su progetto del prof. Fabrizio De Miranda, ha una lunghezza complessiva di circa 400 m ed è articolata in otto campate di circa 50 m.
Gli impalcati comprendono due travi in acciaio, ciascuna con luce di circa 49 m e altezza di 2,85 m, e una soletta superiore in calcestruzzo armato gettata su lamiera metallica grecata. Le pile in calcestruzzo armato presentano altezze comprese indicativamente tra 14 e 43 m.



Fig. 1. Il viadotto Prodino Grande su SS 585

5.2 Stato delle superfici prima dell'intervento

Le condizioni erano associate sia all'età della struttura sia alle infiltrazioni provenienti dalla soletta e dai giunti. La corrosione risultava particolarmente evidente in corrispondenza dell'ala inferiore, senza che fossero state osservate riduzioni delle sezioni resistenti. Il degrado risultava inoltre più accentuato sul lato occidentale.



Figs. 2 e 3. Stato delle superfici metalliche ossidate e montaggi opere provvisionali

La distribuzione non uniforme del degrado è di interesse per la successiva verifica perché consente di osservare, dopo la manutenzione, anche il comportamento delle zone originariamente caratterizzate dalle condizioni più sfavorevoli.

6 SISTEMA PROTETTIVO APPLICATO AL PRODINO GRANDE

L'intervento, realizzato nel periodo 2016–2017, è stato eseguito secondo il ciclo protettivo "C" del Prezzario ANAS 2012, previsto per la protezione dell'acciaio in ambienti esposti ad aggressione salina. La preparazione è stata eseguita mediante sabbiatura fino al grado Sa 2½ secondo ISO 8501-1. Come evidente dalla foto 4, il grado di sabbiatura Sa 2,5 è puramente teorico, ci sono molte zone con aloni e sabbiate male

Il sistema protettivo era costituito da: primer zincante epossidico, intermedio epossidico bicomponente e finitura poliuretanica fluorurata ad alto solido.

La finitura, applicata in colore RAL 5015, costituisce lo strato direttamente esposto all'ambiente.



Fig. 4. Superfici sabbiate, livello sabbiatura Sa 2-2.5



Figs. 5 e 6. Superfici pitturate con intermedio epossidico finitura fluorurata RAL 5015

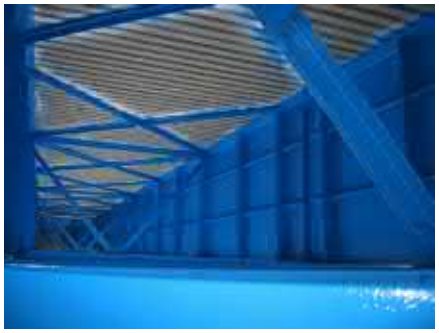
7 PRESTAZIONI DOPO NOVE ANNI DI ESERCIZIO

Dal 2022 il viadotto è oggetto di ispezioni annuali di primo livello. L'ispezione del 2026 permette di osservare lo stato delle superfici dopo circa nove anni dalla conclusione della manutenzione. Il risultato principale è rappresentato dall'assenza di difetti rilevati sugli oltre 10.000 m² di superficie manutenzionata. Non si osservano fenomeni di corrosione o distacchi sulle superfici considerate. La superficie del viadotto è classificata come 0 difetti.



Fig. 7. Ispezione 2026, dopo 9 anni superficie integra senza difetti

L'osservazione del lato occidentale risulta particolarmente significativa in relazione al maggiore degrado che caratterizzava questa parte della struttura prima della manutenzione. Anche in questa zona le superfici risultano integre. Un secondo elemento di interesse è costituito dalle zone soggette all'azione di acque provenienti da un giunto ammalorato.



Figs. 8 e 9. Ispezione 2026, lato Ovest superfici integre anche in presenza di giunto co ingresso di acque dilavanti

L'assenza di difetti visibili anche in questa condizione rappresenta un'osservazione significativa del comportamento del sistema.



Fig. 10. Sistema pila-appoggio Ispezione 2026, superficie integra senza difetti

8 VIADOTTO PLATANO

8.1 Caratteristiche dell'infrastruttura

Il viadotto Platano, lungo il Raccordo Autostradale RA5, ha una lunghezza complessiva di circa 610 m ed è costituito da due viadotti di accesso in cls e da una grande struttura centrale in acciaio. Il fiume Platano scorre a oltre 220 m al di sotto della livelletta autostradale.
La struttura metallica principale è caratterizzata dall'impalcato-travata e da due puntoni inclinati che realizzano una configurazione ad arco a telaio.

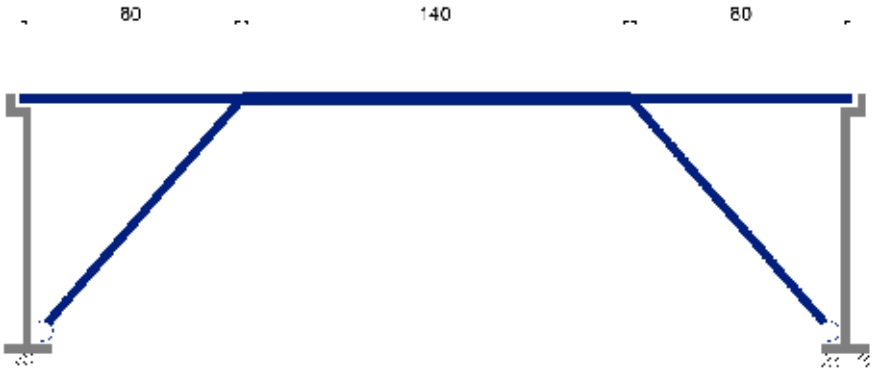


Fig. 11. Sistema pila-appoggio Ispezione 2026, superficie integra senza difetti

La trave principale presenta sezione a cassone di circa 5,20 × 6,30 m ed è associata a una lastra ortotropa. La lamiera superiore della lastra, di larghezza pari a 19,10 m, presenta spessore di 10 mm ed è irrigidita longitudinalmente mediante piatti a passo di 30 cm. I trasversi sono disposti a interasse di 3,00 m. I puntoni metallici suddividono la luce di 301 m in tre campate rispettivamente pari a 80, 140 e 80 m.

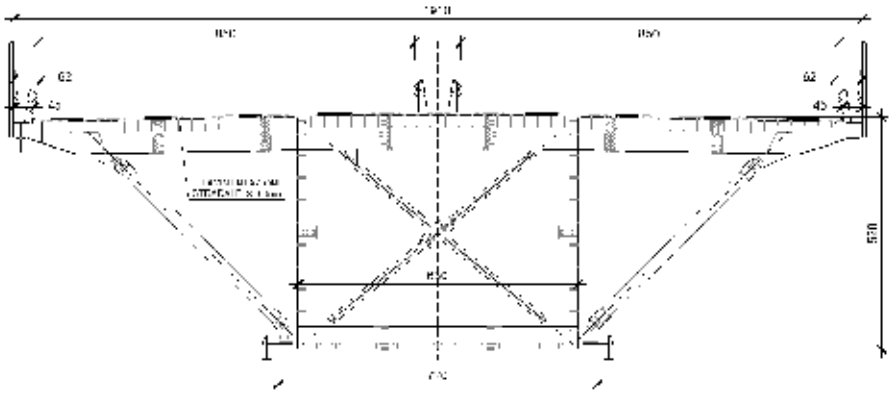


Fig. 12. Sezione trasversale del cassone metallico

Trasversalmente la piastra è irrigidita da trasversi posti ad un interasse di 3.00 metri, cui sono collegate le due travi con funzione di puntone a sostegno dei forti sbalzi laterali della lastra ortotropa (di circa 6.35 metri ciascuno).
I due puntoni metallici che collegano la travata alle due pile di transizione suddividendo la luce di 301 metri in tre campate rispettivamente di luci pari a 80 m, 140 m, 80 m, sono conformati a cavalletto. Le due gambe dei cavalletti sono collegate tra loro con una tralicciatura reticolare che funge da controventatura. Ogni gamba ha sezione trasversale a cassone rettangolare.

Il viadotto fu progettato da IN.CO., realizzato da Cimolai S.p.A. nella metà degli anni Settanta e inaugurato nel 1977.



Fig. 13. Sezione trasversale del cassone metallico

8.2 Degrado e intervento

Platano Dopo quasi 35 anni di esercizio erano presenti porzioni di acciaio, saldature e bullonature fortemente ossidate.
La manutenzione anticorrosiva è stata progettata secondo il ciclo M2 del Prezzario ANAS 2013, successivamente confluito nel CSA 2021.
La preparazione superficiale originariamente prevista mediante idrolavaggio a pressione, superiore a 60 – 80 MPa, è stata poi sostituita da sabbiatura al grado Sa 2½.
Il sistema protettivo comprendeva: 200 µm di fondo epossidico bicomponente surface tolerant e 40 µm di finitura: poliuretanica fluorurata ad alto solido.
La presenza della stessa tipologia di finitura utilizzata nel Prodino Grande, associata a una diversa configurazione dello strato di fondo, rende questo secondo caso particolarmente interessante ai fini del confronto.



Fig. 14. Platano, inizio lavorazioni ed opere provvisionali

9 RISULTATI DELLE ISPEZIONI SUL VIADOTTO PLATANO



Fig. 15. Visione d'insieme del Viadotto Platano ispezione 2026

L'attività di cantiere per la manutenzione del viadotto Platano si è sviluppata nel periodo 2015-2019 inclusi importanti interventi strutturali. La pitturazione dell'acciaio è stata condotta nel 2017-2018 per circa 30000 m^2 di esterni e oltre 10.000 m^2 di cassoni.




Figs. 16 e 17. Ispezione 2026, Campata 5, visione d'insieme e particolare




Figs. 18 e 19. Ispezione 2026, Campata 5. Si osserva presenza di guano che non corrode la finitura fluorurata; distacco localizzato di fondo e finitura

Le foto delle ispezioni 2026 mostrano una situazione con qualche singolarità. Il livello di difettosità è valutato a 0.2% dopo 8 anni dalla fine lavori. La quasi totalità delle superfici incluse le piattabande inferiori e piastre bullonate sono integre. Le zone interessate al ristagno di guano non sono interessate a fenomeni di distacco o rigonfiamento della pittura. Si segnala ossidazione in presenza di zone di difficile accesso dove forse non è stato possibile né sabbiare né pitturare



Fig. 20. Zone ossidate, campata 5 adiacente alle spalle

10 CONFRONTO TRA LE DUE ESPERIENZE

I due casi esaminati di manutenzione straordinaria del Viadotto Prodino Grande e Platano presentano un'importante caratteristica comune: la preparazione mediante sabbiatura Sa 2½ e l'utilizzo di una finitura poliuretanica fluorurata ad alto solido.
Differiscono invece per la presenza di una pittura zincante e per la configurazione degli strati sottostanti.
Questa configurazione sperimentale non permette di isolare quantitativamente il contributo della finitura fluorurata, poiché i sistemi non differiscono per una sola variabile. Permette tuttavia di verificare se sistemi differenti, accomunati dall'impiego della medesima tecnologia di finitura, siano in grado di conservare prestazioni adeguate dopo un'esposizione prolungata. I dati sono particolarmente significativi.

Tabella 1. Confronto sintetico dei due sistemi

Caratteristica	Prodino Grande	Platano
Supporto	Acciaio al carbonio pitturato	Acciaio al carbonio pitturato
Condizione iniziale	Corrosione diffusa dopo 40 anni	Corrosione diffusa e degrado strutturale dopo 35 anni
Preparazione[1]	Sabbiatura Sa 2½	Sabbiatura Sa 2½
Primer	Zincante epossidico, 60 µm	----
Fondo-Intermedio	Epossidico 160 µm	Epossidico surface tolerant 200 µm
Finitura	Poliuretanica fluorurata ad alto solido 40 µm	Poliuretanica fluorurata ad alto solido 40 µm
Esposizione successiva	≈ 10 anni al 2026	≈ 8 anni al 2026
Esito ispettivo[2]	0 difetti su 10.000 m²	0,2% difetti su 30.000 m²

11 COLORE E BRILLANTEZZA COME INDICATORI DI INVECCHIAMENTO

Anche la conservazione del colore e della brillantezza, richiamata nella documentazione iniziale, può fornire informazioni importanti sullo stato della finitura.
A differenza della semplice valutazione visiva, le misure strumentali consentono di trasformare il comportamento estetico-superficiale in un parametro quantitativo. Purtroppo le procedure ANSFISA non prevedono per le ispezioni di primo livello misure strumentali ma solo qualitative. In Tabelle 2 le considerazioni degli ispettori

Tabella 2. Confronto sintetico dei due sistemi

Caratteristica	Prodino Grande	Platano
Variazione colore	RAL 5015, variazione non percepibile rispetto allo standard	RAL 5012, variazione non percepibile rispetto allo standard
Brillantezza	Prodotto originale semilucido, variazione non percepibile	Prodotto originale semilucido, variazione non percepibile

L'interesse di questi parametri non è esclusivamente estetico. La superficie esterna costituisce infatti la parte del sistema direttamente sottoposta agli agenti ambientali; la conservazione delle sue caratteristiche dopo esposizione prolungata costituisce pertanto un indicatore utile per descriverne l'evoluzione.

12 DISCUSSIONE

12.1 Significato delle evidenze in campo

Le osservazioni effettuate non sostituiscono le prove di laboratorio, ma forniscono informazioni che queste ultime non possono riprodurre. Il risultato estremamente positivo è sicuramente più importante dei testi di laboratorio e si spera possa contribuire a determinare le scelte future della committenza.

[1] La qualità della sabbiatura in entrambi i casi si avvicinava ad un grado Sa 2 come si evince dalla foto 4 sul viadotto Prodino Grande

[2] Fonte: schede ispettive di primo livello eseguite secondo procedure ANSFISA per il monitoraggio opere d'arte

Durante l'esercizio, il rivestimento è sottoposto alla combinazione delle condizioni meteorologiche, dell'umidità, delle acque di dilavamento, delle caratteristiche geometriche della struttura e delle condizioni microambientali locali che in laboratorio non è possibile riprodurre.
Un periodo prossimo al decennio costituisce quindi una scala temporale significativa per valutare la stabilità dei sistemi protettivi investigati.

12.2 Prestazione della finitura e prestazione del ciclo

L'interpretazione dei risultati deve mantenere distinta la prestazione della finitura da quella del sistema protettivo nel suo complesso.
L'assenza di corrosione documentata sul Prodino Grande dimostra l'efficacia del sistema applicato nel 2016, nelle condizioni osservate fino al 2026.
Non consente, da sola, di quantificare la frazione di tale prestazione attribuibile alla finitura fluorurata.
Per affrontare questo secondo problema sarebbero necessari confronti controllati con sistemi equivalenti nei quali la finitura rappresenti l'unica variabile.
Le misure relative alla conservazione di colore e brillantezza possono invece fornire informazioni più direttamente correlate allo stato dello strato superficiale.

12.3 Preparazione del supporto

La sabbiatura Sa 2½ rappresenta un altro elemento comune ai due casi.
Il dato è essenziale nell'interpretazione dei risultati perché un sistema protettivo ad elevate prestazioni non può supplicre indefinitamente una preparazione inadeguata.
L'efficacia osservata deve quindi essere interpretata come risultato dell'integrazione tra preparazione e rivestimento.

12.4 Il comportamento delle zone critiche

Le fotografie del Prodino Grande relative alle zone interessate da acque provenienti dal giunto rappresentano un'informazione particolarmente utile.
La valutazione delle sole superfici in condizioni favorevoli rischierebbe infatti di sovrastimare la prestazione dell'intervento.
L'osservazione di zone sottoposte a condizioni localmente più severe permette invece di verificare la robustezza del sistema in presenza di sollecitazioni non uniformemente distribuite.

13 VERSO UNA VALUTAZIONE QUANTITATIVA DELLA DURABILITÀ

I casi analizzati indicano una possibile evoluzione metodologica delle attività di ispezione. Accanto alla classificazione dei difetti, sarebbe utile definire punti di misura permanenti o comunque riproducibili sui quali acquisire periodicamente parametri quantitativi.
Un protocollo di questo tipo potrebbe comprendere: 1) documentazione fotografica georeferenziata o comunque univocamente localizzata; 2) classificazione dei difetti; 3) misure di adesione; 4) misure colorimetriche; 5) misure di brillantezza; 6) identificazione delle condizioni microambientali; 7) registrazione degli interventi locali eventualmente eseguiti.
Ripetendo le misure nel tempo sarebbe possibile passare da una verifica prevalentemente qualitativa a una descrizione dell'evoluzione delle proprietà.
Il vantaggio sarebbe particolarmente rilevante per sistemi progettati per durate elevate, per i quali le evidenze provenienti dall'esercizio costituiscono inevitabilmente una risorsa conoscitiva costruita nell'arco di molti anni.

14 CONCLUSIONI

I due interventi esaminati costituiscono casi di interesse per la valutazione a lungo termine dei sistemi protettivi con finitura poliuretanica fluorurata applicati nella manutenzione di infrastrutture in acciaio al carbonio.

Il viadotto Prodino Grande fornisce il risultato attualmente più documentato: dopo circa nove anni dall'intervento, l'ispezione del 2026 non ha rilevato difetti su una superficie manutenzionata superiore a 10.000 m².

Il risultato documenta l'efficacia a medio-lungo termine del sistema protettivo complessivamente applicato. La presenza della finitura poliuretanica fluorurata costituisce un elemento tecnologico comune ai due casi, ma una rigorosa interpretazione dei risultati impone di non attribuire alla sola finitura le prestazioni anticorrosive dell'intero ciclo.

La valutazione specifica dello strato esterno può essere significativamente rafforzata attraverso misure quantitative della conservazione cromatica, della brillantezza e delle altre caratteristiche superficiali.

Particolarmente interessante appare inoltre l'analisi dell'adesione residua. Qualora i dati richiamati nella documentazione iniziale confermino quantitativamente un incremento o una piena conservazione dell'adesione dopo circa dieci anni, questo risultato dovrebbe costituire uno degli elementi sperimentali centrali del lavoro.

L'esperienza maturata sui due viadotti suggerisce infine una considerazione metodologica più generale: per tecnologie protettive destinate a durate elevate, la verifica delle prestazioni non dovrebbe concludersi con l'accettazione dell'intervento.

Le ispezioni periodiche possono essere utilizzate per costruire serie temporali di dati sulle proprietà residue dei sistemi protettivi. In questo modo le infrastrutture esistenti diventano anche una fonte di evidenze sperimentali sul comportamento a lungo termine dei materiali. L'integrazione tra qualificazione iniziale, controllo dell'applicazione e monitoraggio in esercizio può quindi costituire la base per una progettazione della protezione anticorrosiva sempre più fondata sulla prestazione effettiva

KEYWORDS

Corrosion, Steel Maintenance, Inspection, Protective Coating, Fluorinated coating,

APPROCCIO TECNOLOGICO UNIFICANTE PER LA MANUTENZIONE DI CALCESTRUZZO E ACCIAIO AL CARBONIO CON FINITURE FLUORURATE: IL CASO DEL VIADOTTO BASENTO SU RA7

SINGLE SOURCE TECHNOLOGY FOR MAINTENANCE OF CONCRETE AND CAR-BON STEEL WITH FLUORINATED COATINSG: BASENTO VIADUCT CASE HISTORY ON RA7

Giuseppe Benedetto,
ANAS Struttura Territoriale Basilicata Via Nazario Sauro snc,
85100 Potenza (PZ), Italy

Angelo Locaspi
Innoventions Srl
Via delle Industrie 11/7
20044 Arese (MI)
angelo.locaspi@innoventions.eu

ABSTRACT

The choice of suitable protective systems for infrastructure works both during the construction and/or maintenance is a prerequisite for ensuring their durability. Criteria adopted in the design and subsequent implementation of the extraordinary maintenance of the Basento Viaduct of RA7, a mixed steel and concrete structure, are reported below. In the presence of apparent different approaches to the protection of steel and concrete, the decision to apply on all the substrates highly durable fluorinated topcoat represents a unifying design criterion.

SOMMARIO

La scelta di idonei sistemi protettivi di opere infrastrutturali sia in fase di costruzione che di manutenzione costituisce la premessa garantirne la durabilità. Si riportano i criteri di base adottati nella progettazione e successiva realizzazione della manutenzione straordinaria del viadotto Basento su RA7, struttura di tipo misto in acciaio e calcestruzzo.
In presenza di approcci profondamente diversi nella protezione dell'acciaio e del calcestruzzo, la scelta per tutte le superfici di applicare finiture fluorurate ad alta durabilità rappresenta un criterio unificante di tipo progettuale.

1 INTRODUZIONE

La realizzazione di strutture complesse ed impattanti comporta l'uso di materiali diversi. La motivazione è principalmente economica ma anche funzionale. Costruire un'opera d'arte in acciaio e calcestruzzo consente di sfruttare al meglio le caratteristiche di ognuno ottimizzando costi, pesi e tempi di realizzazione.
La presenza di materiali di diversa natura pone però problemi della durabilità di ognuno di essi. In sintesi, la durabilità di una struttura è quella del materiale meno durevole o di più difficile manutenzione. Se si considerano le strutture miste acciaio- calcestruzzo oppure acciaio autopatinante-calcestruzzo è evidente che in passato sono stati fatti molti errori non tanto di progettazione quanto di gestione, controlli, allocazione dei budget e di programmazione della manutenzione. A partire dagli '80 de secolo scorso, ci si è resi costo che il calcestruzzo non era così durevole come si pensava negli anni '50. Dall'inizio del secolo si è capito che gli acciai autopatinanti nascondevano notevoli insidie in condizioni di esercizio prevedibili ma non considerate. Anche in questo caso la mancanza di ispezioni e di budget hanno reso la manutenzione una questione dapprima trascurata e poi realizzata in affanno.
Miglior sorte non è toccato all'acciaio al carbonio pitturato. Fino agli anni '70 del secolo scorso i cicli di protezione per il settore delle infrastrutture prevedevano come standard i primer a base di derivati del piombo, poi vietato perché fortemente tossico per gli operatori e per l'ambiente. La sostituzione dei derivati del piombo con altre tecnologie più sicure è coincisa con il trend negativo di forte compressione dei costi e della qualità che ha coinvolto l'industria delle costruzioni. È purtroppo frequente osservare strutture in acciaio e/o calcestruzzo costruite agli inizi del millennio che hanno necessità di manutenzione in maniera più estesa rispetto a strutture equivalenti costruite negli anni precedenti.

2 LA MANUTENZIONE DUREVOLE DI STRUTTURE MISTE IN ACCIAIO E CALCESTRUZZO ARMATO

Acciaio e calcestruzzo armato sono materiali profondamente diversi caratterizzati da meccanismi di degrado specifici. Si tratta di materiali ottenuti da processi industriali dove sono conferiti importanti carichi energetici e la naturale tendenza è quella di rilasciare l'energia ritornando allo stato originario di ossidi di ferro per l'acciaio e miscele incoerenti di silicati e carbonati per il calcestruzzo. Rallentare o impedire i suddetti fenomeni rappresenta la base per ottenere la massima durabilità.
In tale prospettiva, i rivestimenti protettivi devono essere considerati come i componenti funzionali delle strategie atte a garantire la durabilità dei materiali e delle opere.
Il tema della durabilità è anche oggetto di una copiosa normativa. La protezione dell'acciaio nell'ambito della più generale EN 1090-2 è fissata nella norma EN ISO 12944. La protezione del calcestruzzo, sebbene non prevista da UNI EN 206 e successive varianti è regolata nella norma più generale EN 1504[1]. Il tema della protezione è regolato nella sezione specifica EN 1504.2[2].
Il degrado dell'acciaio e del calcestruzzo evolve secondo modalità profondamente diverse e le norme fissano questi concetti anche se la declinazione è sorprendentemente diversa. Nell'ambito della norma EN 1504.2, ai rivestimenti protettivi è assegnata valenza strutturale. Ne consegue che i materiali devono rispettare tutti i dettami previsto dal Regolamento Europeo UE 2024/3110 dove la norma diventa cogente ed è obbligatoria la marcatura CE a livello 2+. La protezione dell'acciaio,

[1] EN ISO 1504 Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture di calcestruzzo Definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità

[2] EN ISO 1504-2 Prodotti e sistemi ….. - Parte 2: Sistemi di protezione della superficie di calcestruzzo

regolata dalla norma EN ISO 12944, sebbene parte della più generale EN 1090.2 non è attribuita valenza strutturale e non è soggetta al Regolamento Europeo suddetto, perciò, esentata dai vincoli ed il rigore garantito dalla Marcatura CE.
Lo scopo del presente lavoro è riferire di un approccio originale, validato da oltre 30 anni di esperienze e realizzazioni, dove si identifica un approccio comune ed altamente performante di sistemi protettivi durevoli per acciaio e calcestruzzo che utilizzando lo stesso strato di finitura di tipo fluorurato si preserva la specificità dei supporti aumentando la durabilità.

3 PROTEZIONE DEL CALCESTRUZZO ARMATO

Le ricerche degli ultimi 50 anni, concordano che per la durabilità del calcestruzzo armato in qualsiasi modo preparato, si individuano due condizioni essenziali: limitare la presenza di acqua nella matrice cementizia ed impedire l'ingresso della CO_2. La regolazione dei flussi garantisce la conservazione dell'alcalinità originaria del materiale e quindi le condizioni di passivazione delle armature. L'intrinseca idrofilia della matrice cementizia e la contemporanea necessità di evacuare l'umidità già contenuta nel calcestruzzo impongono tuttavia che il sistema protettivo non sia semplicemente impermeabile. Il rivestimento protettivo viene perciò interpretato come una membrana selettiva che deve avere elevata resistenza all'ingresso dell'acqua liquida e della CO_2, ma sufficiente permeabilità al vapore acqueo per consentire l'allontanamento dell'acqua eventualmente entrata per eventi meteorici, dalla falda, ecc..
Il metodo puramente prestazionale che informa la norma EN 1504-2, è quello di valutare il rivestimento per gli obiettivi raggiunti, indipendentemente dalla natura chimica del rivestimento protettivo, dalla stratigrafia o dallo spessore nominale. In questa prospettiva, il controllo delle proprietà di trasporto e dei flussi diventa il principale strumento per mettere a confronto tecnologie molto differenti.

3.1 Parametri prestazionali

Tra i parametri riportati figurano lo spessore del film, lo spessore equivalente d'aria alla diffusione del vapore acqueo Sd_{H_2O}, il coefficiente di assorbimento capillare W e lo spessore equivalente d'aria alla diffusione della CO_2 Sd_{CO_2}. La norma EN 1504.2 definisce i seguenti valori minimi: $Sd_{H_2O} < 5$ m, $W < 0{,}1$ kg/(m²·h$^{0{,}5}$) e $Sd_{CO_2} > 50$ m per la protezione del calcestruzzo armato. La norma non fissa uno spessore minimo o massimo di rivestimento. Si tratta di una norma puramente prestazionale cioè qualsiasi tecnologia è utilizzabile purché garantisca i valori minimi su indicati
In Tabella 1, si riporta il quadro sinottico presente nel Capitolato Speciale Appalto IT.PRL.05.16 - Rev. 3.0[3] di ANAS e presenti nei Prezziari ANAS da oltre 10 - 15 anni. Il sistema protettivo fluorurata con uno spessore 4 - 5 volte più basso se confrontato con i corrispondenti rivestimenti poliuretanici o acrilici ha proprietà barriera alla CO_2 cinque volte superiori. Inoltre, i rivestimenti fluorurati non sono soggetti a sfarinamento e perdita di spessore da degrado fotoossidativo da UV[4], pertanto, le permeabilità a gas e vapori restano costanti nel tempo. Gli altri rivestimenti protettivi sono soggetti ad infragilimento nel tempo; il degrado comporta lo sviluppo di una marcata idrofilia con forte aumento della permeabilità all'acqua liquida; lo sfarinamento comporta una riduzione dello spessore, dell'ordine di 5-10 μm/anno, e delle proprietà barriera.

Tabella 1. Confronto prestazionale dei sistemi protettivi per calcestruzzo secondo le grandezze riportate nel prezziario ANAS 2014-2026

[3] CAPITOLATO SPECIALE DI APPALTO Norme Tecniche per l'esecuzione del contratto Parte 2 IT.PRL.05.16-Rev.3.0 - Calcestruzzi, malte, FRC, acciai per c.a./c.a.p. e FRP**.**
[4] Pascale Hering, Takahi Takayanagi. EUROPEAN COATINGS JOURNAL 10.2011, pag. 36

Sistema Protettivo[5]	Spessore da(µm)	Sd_{H_2O} (m)	W ($kg/m^2h^{0,5}$)	Sd_{CO_2} (m)	Prezziario ANAS
Fluorurato	> 80	< 3	< 0,01	> 600	B.09.125.a
Poliuretanico elastomerico	> 400	< 3	< 0,01	> 120	B.09.105.1a
Acrilico elastomerico	> 400	< 0,5	< 0,01	250	B.09.105.1b
Metacrilico	> 200	< 0,4	< 0,01	> 200	B.09.105.2
Malta elastomerica[6]	> 2000	2,4	0,05	> 50	B.09.215.a

4 DURABILITA DEL RIVESTIMENTO E STABILITA NEL TEMPO

La documentazione richiama un limite importante dell'approccio fondato esclusivamente sui requisiti iniziali: la prestazione di un rivestimento può modificarsi nel corso dell'esercizio per effetto dello sfarinamento causato dall'erosione superficiale e degradazione foto-ossidativa. La diminuzione dello spessore o l'alterazione della struttura del film intesa sia come infragilimento che, come sviluppo di idrofilia, determina variazioni significative delle permeabilità ad acqua e CO_2.
La stabilità della finitura nei confronti dell'irraggiamento UV garantisce la durabilità delle prestazioni. L'impiego di finiture fluorurate o silossaniche è lo strumento che consente di evitare il sovraspessore del rivestimento e sostituire parte della 'riserva di spessore' con una maggiore stabilità del film. Tale criterio non implica che lo spessore diventi irrilevante: continuità, copertura delle asperità, assenza di difetti e corretta preparazione del supporto restano condizioni essenziali. Il punto centrale è che la durabilità non è ascrivibile al solo spessore iniziale se non si considera anche la velocità con cui il protettivo perde le proprie caratteristiche durante l'esercizio.

5 PROTEZIONE DELL'ACCIAIO

Nel caso dell'acciaio, il fenomeno da controllare è il processo di ossidazione del ferro che è di tipo elettrochimico. Il controllo del processo ossidativo si realizza per via elettrochimica unendo metalli meno nobili, tipicamente lo zinco, che si sacrifica rispetto al ferro oppure interponendo un film polimerico tra la superficie metallica e l'ambiente esterno.
La combinazione dei due metodi consente il raggiungimento della massima durabilità associando protezione galvanica e protezione passiva. Nei cicli protettivi convenzionali l'acciaio al carbonio è preparato mediante sabbiatura al grado Sa 2½ e poi protetto con sistemi passivi costituiti da fondi solitamente epossidici e finiture poliuretaniche. Solitamente lo spessore è dell'ordine di 250-350 µm. La protezione galvanica si applica integrando la protezione con uno strato di circa 60 µm di zinco.
Anche per l'acciaio il parametro decisivo per la protezione è quello di limitare il trasporto verso la superficie metallica delle specie che alimentano la corrosione. Si deve però aggiungere che essendo la corrosione un fenomeno elettrochimico il controllo dei flussi elettronici è l'aspetto cruciale. Sostituire lo strato di finitura con poliuretanici fluorurati comporta una forte riduzione dei flussi e delle permeabilità delle specie aggressive cioè acqua, ossigeno e cloruri oltre che il forte aumento della impedenza capacitiva[7, 8]. L'approccio proposto mette quindi in discussione l'associazione

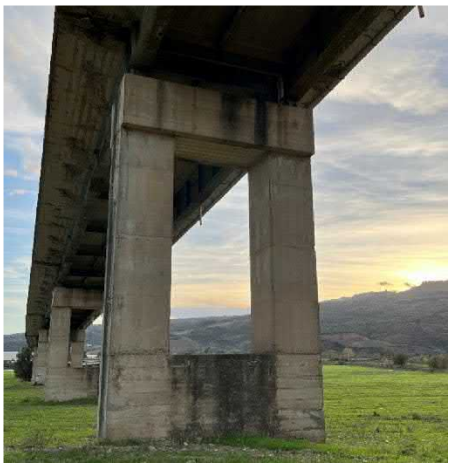
[5] Toffetti et al., "Protection of Concrete Structures: Performance Analysis of Different Commercial Products and Systems", MATERIALS, 2021, 14, 3719.
[6] I dati sono stati ricavati dalla scheda tecnica del prodotto leader di mercato
[7] F. De Florian, et. al, On the corrosion protection properties of fluoropolymer coating, PROGRESS IN ORGANIC COATINGS, 1993 Vol 20
[8] M. Delucchi et al.: Fluorinated coatings for concrete protection, EUROCOAT Barcelona, 1998,

automatica 'maggiore spessore = maggiore durata' quando materiali caratterizzati da una più elevata capacità di barriera e da una maggiore stabilità nel tempo consentono di raggiungere prestazioni elevate con spessori nettamente inferiori.

6 CASE HISTORY: VIADOTTO BASENTO SU RA7

Il Viadotto Basento realizzato negli anni ’70, è ubicato nel tratto di strada S.S. 7 Raccordo – Via Appia nel comune di Ferrandina (MT). Il viadotto, della lunghezza di 620,0 m, è costituito da impalcato unico per doppia corsia e si sviluppa su 20 campate. La larghezza dell’impalcato è pari a 9.80 m ed è costituito da una soletta di spessore 22 cm gettata su due travi metalliche poste in semplice appoggio sui pulvini in calcestruzzo armato. Le pile sono di due tipologie: una tipologia a due fusti collegati in testa dal pulvino (per le pile P1-P6) e una tipologia a fusto rettangolare pieno e pulvino (per le pile P7-P19). In foto lo stato dell’arte prima





Figs. 1 e 2. Tipologia di pila, degrado del cls



Fig. 3. Corrosione acciaio, danni sui giunti

Le immagini di cantiere documentano una fase preliminare di preparazione del calcestruzzo mediante passivazione delle armature scoperte e rasature localizzate. La scelta di intervenire puntualmente sulle discontinuità del supporto, anziché estendere una regolarizzazione generalizzata, è coerente con una strategia che mira a garantire la continuità del rivestimento limitando al tempo stesso le lavorazioni accessorie.



Fig. 4. Viadotto Basento, RA7: rasature localizzate del calcestruzzo



Fig. 5. Viadotto Basento, RA7: spalla risanata

Le immagini successive mostrano la superficie del calcestruzzo dopo l'applicazione del trattamento e, in un'altra fase dello stesso intervento, la lavorazione in prossimità delle travi metalliche. Si evidenzia quindi l'applicazione coordinata dei sistemi protettivi ai due diversi substrati.



Fig. 6. Viadotto Basento, RA7: protezione calcestruzzi su pile



Fig. 7. Viadotto Basento, RA7: applicazione finitura fluorurata RAL 5012



Fig. 8. Viadotto Basento, RA7: applicazione finitura poliuretanica fluorurata RAL 5012 su pile in calcestruzzo da riprendere

7 PONTE DI VAL DI PAI (SONDRIO)

Il ponte di Val di Pai, progettato dallo Studio de Miranda Associati inaugurato nel 2017 costituisce il caso che rappresenta più direttamente il concetto di approccio unitaria alla protezione delle superfici. Rispetto al caso precedente, trattandosi di nuova opera, sia la progettazione che l'implementazione in cantiere risultano di più semplice gestione. Sia l'acciaio dell'impalcato che il calcestruzzo dell'antenna sono protetti con finiture fluorurate in colorazione diversa per dare l'esatta percezione della matericità. In maniera altrettanto legittima si poteva optare per una continuità cromatica e percettiva tra i diversi elementi strutturali.
Le immagini di dettaglio delle carpenterie mostrano inoltre la continuità del trattamento nelle zone a elevata densità di bullonature, che rappresentano aree geometricamente più complesse da preparare e rivestire. Il caso evidenzia l'importanza della qualità esecutiva oltre che della prestazione intrinseca del prodotto.

8 CONCLUSIONI

I casi di successo presentati mostrano che l'adozione nel corso della progettazione dei sistemi protettivi per la massima durabilità delle strutture, comporta l'identificazione dei fenomeni fisici di trasporto collegati alla specificità del supporto. Proteggere acciaio e calcestruzzo richiedono sistemi protettivi con diverse stratigrafie, ma possono essere descritti mediante un linguaggio comune fondato su permeabilità, stabilità del film protettivo, preparazione della superficie e conservazione della prestazione nel tempo.
Il confronto tra i sistemi destinati al calcestruzzo mostra in particolare che lo spessore non è un indicatore della qualità e dell'efficacia della protezione. Il sistema fluorurato riportato presenta un Sd_{CO_2} superiore a 600 m con uno spessore molto più contenuto rispetto a sistemi elastomerici di maggior spessore. Il dato rafforza il concept che si deve valutare lo 'spessore funzionale' in termini di proprietà barriera.

Un secondo elemento riguarda l'inalterabilità delle proprietà iniziali. Per i protettivi soggetti a sfarinamento, l'elevato spessore agisce come riserva di materiale. L'impiego di finiture più stabili agli UV evita la perdita prestazionale nel tempo.
Operativamente, la riduzione degli spessori dei protettivi comporta minori quantità di prodotto, minori masse da movimentare, minore impatto ambientale e potenzialmente una semplificazione delle lavorazioni. L'aumento del costo unitario è parzialmente compensato dalla riduzione dello spessore. La valutazione economica completa comprensiva di un'analisi dei costi nel ciclo di vita per futuri interventi manutentivi è in corso di stesura.

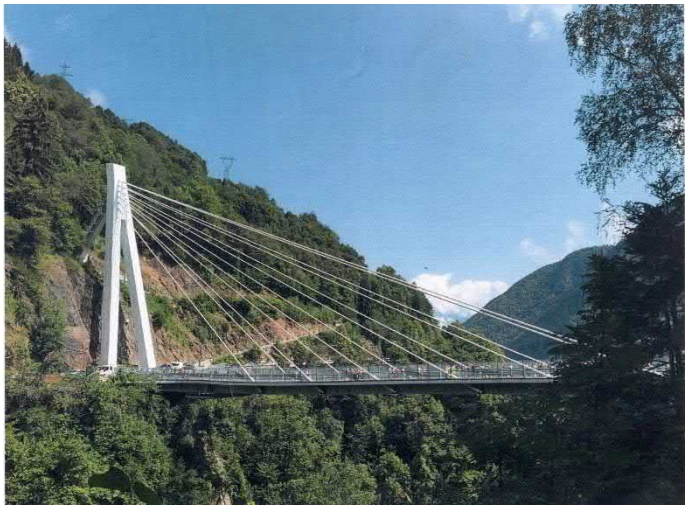


Fig. 9. Ponte di Val di Pai (SO): vista dell'opera con gli elementi in acciaio e calcestruzzo protetti



Fig. 10. Ponte di Val di Pai: dettaglio della protezione delle carpenterie metalliche e delle connessioni bullonate. Le superfici sono integre dopo 9 anni di esercizio

KEYWORDS

Corrosion, Steel Maintenance, Inspection, Protective Coating, Fluorinated coating.

MANUTENZIONE DI STRUTTURE IN ACCIAIO AUTOPROTETTO: ESPERIENZE, RISULTATI DI ISPEZIONI E INTERPRETAZIONI

MAINTENANCE OF WEATHERING STEEL STRUCTURES: EXPERIENCES, RESULTS OF INSPECTIONS AND INTERPRETATION

Angelo Locaspi
Vitantonio Vacca
Innoventions Srl
Via delle Industrie 11/7
20044 Arese (MI)
angelo.locaspi@innoventions.eu

Francesco Sabato[2],
ANAS Struttura Territoriale Basilicata Via
Nazario Sauro snc,
85100 Potenza (PZ), Italy

ABSTRACT

The Results of the inspections conducted in 2024 on the Fragneto viaduct on the SS 95 Var after extraordinary maintenance on last August 2015 are reported. After 30 years of service, a strong localized corrosion typical of unprotected weathering steel was observed. Water stagnation, water runoff, guano and dirt pick up were the main causes. In 2015 maintenance was carried in accordance with ANAS coating system M2. Inspection on end of 2024 checked corrosion process has substantially stopped both in former corroded and maintained areas and on uncoated areas too.

SOMMARIO

Sono riportati i risultati delle ispezioni condotte nel 2024 sul viadotto di Fragneto sulla SS 95 Var a seguito di manutenzione straordinaria condotta nell'agosto 2015. Dopo 30 anni di servizio, era stata osservata una forte corrosione localizzata, tipica dell'acciaio autoprotetto esposto all'aggressione chimica. Il ristagno dell'acqua, il ruscellamento, l'accumulo di guano e lo sporco sono state le cause principali della forte corrosione locale. Nel 2015 è stata effettuata la manutenzione in conformità con capitolati ANAS, ciclo M2. L'ispezione a fine 2024 ha verificato che il processo corrosivo è sostanzialmente interrotto sia nelle zone precedentemente corrose e manutenzionate sia in quelle non protette.

1 INQUADRAMENTO STORICO E TECNOLOGICO

La storia degli acciai autopatinabili prende avvio dagli studi condotti all'inizio del Novecento sull'effetto di piccole aggiunte di elementi di lega sulla resistenza alla corrosione. Già nel 1910 lamiere contenenti circa lo 0,07% di Cu mostrarono una resistenza alla corrosione superiore a quella dell'acciaio C-Mn. Negli anni Venti furono sviluppati in Europa studi sistematici sull'influenza di Cu, Cr, Ni, P, Al e Mo nelle leghe ferrose; nel 1933 la United States Steel Corporation brevettò il COR-TEN. Seguirono negli anni Quaranta gli acciai ASTM A-242 e negli anni Sessanta ASTM A-588. L'uso dell'acciaio autopatinante nelle opere infrastrutturali è cresciuto progressivamente fino ad avere un ruolo quasi predominante.

2 FORMAZIONE DELLA PATINA AUTOPROTETTIVA

Il vantaggio dell'acciaio autopatinabile rispetto all'acciaio al carbonio deriva dalla natura dello strato di ossidi che si sviluppa durante l'esposizione atmosferica. Piccole aggiunte e variazioni percentuali di P, Cu, Cr, Mo, Ni e di altri elementi secondari producono effetti rilevanti sul processo di formazione della patina. A parità di condizioni ambientali il tasso di corrosione dell'acciaio autopatinabile risulta inferiore a quello dell'acciaio al carbonio e la patina evolve verso una configurazione densa, aderente e stabile. La presenza di ossidi pulverulenti protegge la patina sottostante. La composizione e colorazione della patina evolvono nel tempo ed è anche otticamente percepibile perché al variare dello stato di ossidazione di Fe, il colore vira dal giallo all'arancio per stabilizzarsi al marrone molto scuro

La presenza di Cr, Cu, P e Ni favorisce prodotti di corrosione più compatti e aderenti al materiale base. La concentrazione di SO_2 influenza soprattutto le fasi iniziali di formazione della patina mentre cloruri e umidità assumono un ruolo importante in seguito. Nel quadro presentato, il Cr contribuisce alla riduzione del tasso di corrosione in ambienti con elevate concentrazioni di Cl^-, mentre Cu e P limitano l'impatto dell'inquinamento da SO_2.

3 LIMITI AMBIENTALI DEL COMPORTAMENTO AUTOPROTETTIVO

L'effetto autoprotettivo non costituisce una proprietà assoluta del materiale. Il processo è ostacolato in ambienti molto umidi, in zone marine o costiere con presenza di cloruri e in atmosfere con agenti chimici corrosivi e vapori o fumi industriali.

Particolarmente dannose risultano le configurazioni in cui l'acciaio rimane a lungo bagnato. Nei tunnel umidi interessati da acqua a basso pH si hanno perdite di spessore fino a undici volte superiori rispetto allo stesso acciaio se esposto in copertura; condizioni analoghe possono svilupparsi all'interno di cassoni o in punti con infiltrazioni e ristagni d'acqua.

4 PROCEDURE DI PITTURAZIONE

4.1 Acciaio nuovo o rigenerato mediante sabbiatura

In assenza di patina cioè in nuove opere, l'acciaio autopatinante va trattato come gli acciai bassolegati. Il riferimento è la norma ISO 12944 che comprende la preparazione delle superfici incluse le zone critiche, l'eliminazione di spruzzi di saldatura e asperità, decapaggio delle contaminazioni da oli o grassi e sabbiatura a livello Sa 2,5/Sa 3. Il ciclo protettivo viene quindi applicato secondo quanto previsto dalla norma suddetta.

4.2 Acciaio invecchiato con patina consolidata

Quando l'acciaio autoprotetto, dopo un adeguato periodo di esposizione, presenta una patina consolidata e compatta al fine di realizzare un intervento di manutenzione efficace oltre che economico si è compreso che si può intervenire sulla patina consolidata che sebbene di spessore inferiore a 1,0 µm, è impermeabile all'acqua e bassa permeabilità all'ossigeno. Nel case history successivo, oltre 10 anni fa si decise di valorizzare tale comportamento con l'applicazione di un rivestimento protettivo, intrinsecamente idrorepellente e a bassa permeabilità a O_2 rafforzando la funzione. La procedura proposta prevedeva il lavaggio con acqua dolce secondo ISO 8501-4 fino al grado Wa 2, pressione superiore a 70 MPa, per rimozione degli ossidi decoesi, sali e sporco ambientale. La criticità è costituita dalla qualità della pulizia e prima dell'applicazione dei protettivi è necessario verificare accuratamente l'assenza dei contaminanti mediante Bresle Test (ISO 8502-6/9) con contenuto di cloruri inferiore a 50 mg/m².

5. CASO STUDIO: VIADOTTO FRAGNETO SULLA SS 95 VAR.

Il Viadotto Fragneto sulla SS 95 Var fu progettato dallo Studio Matildi negli anni Ottanta e costruito da Cimolai S.p.A. tra il 1993 e il 1995. Il viadotto è in esercizio dal 1995 ed è interessato da un traffico dell'ordine di 6.000–7.000 veicoli/giorno. A seguito di ispezioni del 2010-12 che constatarono il degrado localizzato dell'acciaio autopatinante, in presenza di risorse limitate, nel 2015 fu eseguito un intervento manutentivo parziale, lasciando sulla stessa opera superfici protette e non protette.



Fig. 1. Viadotto Fragneto: inquadramento dell'opera

5.1 Fase realizzativa e dettagli costruttivi

L'opera è costituita da elementi strutturali in acciaio autopatinante assemblati in cantiere. La documentazione fotografica del montaggio assume particolare interesse nell'interpretazione dello stato di conservazione rilevato nei decenni successivi. Le immagini consentono infatti di ricostruire le condizioni originarie delle superfici e di correlare, in rapporto alla configurazione costruttiva, alcuni fenomeni osservati durante l'esercizio.

Per gli acciai autopatinanti il collegamento è particolarmente importante. La durabilità non dipende soltanto dalla composizione dell'acciaio, ma anche dalla frequenza e intensità in cui le superfici sono sottoposte a cicli di bagnamento e asciugatura con la progressiva formazione e stabilizzazione della patina. La geometria degli elementi, i dettagli di raccolta e allontanamento delle acque e la presenza di zone protette o confinate generano microambienti differenti all'interno della stessa struttura.

La documentazione del montaggio del 1992-1995 costituisce pertanto il riferimento storico per il confronto con le condizioni osservate nel 2014-2015. Nel corso dell'esercizio, la perdita dei doccioni ha modificato localmente le condizioni originarie, determinando ruscellamento sulle spalle del cassone metallico e continuo rinnovamento della patina. Analogamente, gli ingressi d'acqua dal piano stradale riscontrati all'interno del cassone hanno prodotto condizioni di bagnamento differenti da quelle delle superfici esterne.

Il confronto fra fase realizzativa e comportamento in esercizio evidenzia quindi un principio centrale nella progettazione e nella manutenzione delle strutture in acciaio autopatinante: la prestazione a lungo termine deve essere valutata congiuntamente ai dettagli costruttivi e alla loro evoluzione nel tempo, con particolare attenzione alla gestione delle acque. Le anomalie osservate nel 2010-2012 non sono attribuibili a un limite intrinseco del materiale, ma devono essere interpretate alla luce delle condizioni locali di esposizione in esercizio.



Fig. 2. Fase di montaggio del Viadotto Fragneto, 1992-1995. Documentazione fotografica della configurazione costruttiva originaria.



Fig. 3. Fase di montaggio del Viadotto Fragneto, 1992-1995. Documentazione fotografica della configurazione costruttiva originaria



Fig. 4. Fase di montaggio del Viadotto Fragneto, 1992-1995. Documentazione fotografica della configurazione costruttiva originaria

5.2 Condizioni osservate prima dell'intervento

Le superfici del lato est mostravano gli effetti delle piogge di stravento e del ruscellamento dall'impalcato. Il caso mostra come sulla stessa struttura coesistevano zone con patina stabilizzata e zone nelle quali l'apporto persistente d'acqua ne impediva la stabilizzazione.



Fig. 5. Stato delle superfici nel 2014–2015: aree esposte a piogge di stravento e ruscellamento.



Fig. 6. – Effetti del ruscellamento conseguente alla perdita di doccioni.

6 OPZIONI TECNOLOGICHE E PRESTAZIONI

I criteri di manutenzione previsti da prezziari e CSA ANAS IT.PRL.05.28 – Rev. 3.0. sono i cicl1 M1 e M2. Le differenze e le prestazioni intese come criteri di omologazione sono descritti in Tabella 1.

Tabella 1

Ciclo	Ciclo M1	Ciclo M2, idrorepellente
Preparazione: idrolavaggio Wa2 (>70 MPa)	>70 MPa	>70 MPa
Fondo: epossidico surface tolerant, spessore	180 – 200 µm	180 - 200 µm
Finitura: tipo e spessore	PU, 80 µm	Fluorurato, 40 µm
Spessore totale	260 µm	240 µm
Certificazione o test di qualifica		
Nebbia salina su acciaio sabbiato	> 700 h	> 2000 h
Penetrazione su cross cut e distacco in mm	≤ 2 mm	1,5 mm
Adesione	> 5 MPa	12 MPa
Blistering, Flaking, Cracking, Rust	0, 0, 0, Ri=0	0, 0, 0, Ri=0
Resistenza all'umidostato, > 480 ore	OK	OK
Applicazione su acciaio autopatinante	**Inadatto**	**Appropriato**

Entrambi prevedono idrolavaggio Wa 2 a pressione superiore a 70 MPa e fondi epossidici surface tolerant. M1 è completato da finitura poliuretanica; M2 utilizza finitura fluorurata ed è qualificato come idrorepellente.

Il ciclo M2, sottoposto al test di resistenza alla nebbia salina secondo ISO 9227 per un tempo 3 volte superiore rispetto al ciclo M1; ad esempio, la profondità di penetrazione degli ossidi nettamente inferiore rispetto ai capitolati. Tale valore è anche inferiore del 33% rispetto a quanto previsto ISO 12944:6 regime 1 per classe C4-VH. Il valore di adesione è di 12 MPa ed è stata inoltre certificata l'assenza di blistering, flaking, cracking e ossidi.

7 APPLICAZIONE 2015 E ISPEZIONE 2024

La pitturazione delle parti ammalorate cioè la sola faccia del cassone esposta a Est fu eseguita nell'agosto 2015. Una squadra di 2 persone in 25-30 gg. condusse l'idrolavaggio e la pitturazione mediante spruzzo airless di 18.000 m^2 di acciaio autopatinante. Tutta l'attività è stata condotta da by Bridge senza recupero delle acque di lavaggio. La cadenza produttiva era di circa 1500-1800 m^2/giorno/mano.



Fig. 7. Attività di pitturazione nell'agosto 2015



Fig. 8. 12.2024: confronto tra superficie protetta nel 2015 e superficie non protetta

L'intervento parziale ha generato una situazione sostanzialmente imprevista ai fini della elaborazione delle conoscenze perché sulla stessa struttura nello stesso ambiente corrosivo il 70% delle superfici in acciaio autopatinante risultava essere nella sua configurazione originale e la parte rimanente, protetta con il ciclo M2 non più attaccata da ruscellamenti e acque dilavanti.
In applicazione delle procedure ANSFISA utilizzate a partire dal 2020-21 in merito alle ispezioni delle opere d'arte è risultata immediatamente evidente quella che può essere considerata l'anomalia

del viadotto Fragneto. L'ispezione di secondo livello del dicembre 2024, dopo nove anni dall'intervento, ha costituito il principale elemento di validazione della manutenzione del 2015.
Nel corso dell'ispezione, la superficie dell'acciaio autopatinante non protetta appariva scura in conseguenza della stabilizzazione della patina dopo oltre trent'anni di esercizio e non c'era necessità di alcuna manutenzione. Le superfici in cui la patina erano state protette nel 2015, era evidente l'assenza di difetti anche nelle zone più critiche quali le piastre bullonate. L'adesione era ottima, la finitura omogenea ed inalterata sia come colore che come brillantezza e la difettosità trascurabile.



Fig. 9. Ispezione dicembre 2024: assenza di difetti significativi sulle piastre bullonate.



Fig. 10. Ispezione dicembre 2024: adesione e omogeneità della finitura.

8 INTERPRETAZIONE DEL FENOMENO OSSERVATO

L'interpretazione proposta si fonda sulla particolare morfologia della superficie dell'acciaio autopatinabile dopo la formazione di una patina stabilizzata. La formazione della patina ed in generale l'ossidazione modifica profondamente la geometria degli strati superficiale. Tra i due estremi morfologici costituiti dall'acciaio laminato alla superficie sabbiata con profilo di rugosità perfettamente regolare e misurabile, la corrosione genere invece un profilo estremante irregolare, assolutamente stocastico, ad alta tensione superficiale, perciò, facilmente bagnabile che in presenza di patina sviluppata e consolidata diventa la superficie ideale per l'aggrappo dei protettivi organici.
L'interposizione di una pellicola protettiva tra patina e ambiente esterno riduce il contatto con acqua e soluzione di cloruri, ossigeno e contaminanti preservandola per tempi molto lunghi. Il pacchetto protettivo dell'acciaio autopatinante ottenuto dall'applicazione di un rivestimento organico su superficie moderatamente idrolavata è attribuibile all'azione sinergica della patina stabilizzata e dal un film protettivo complementare.

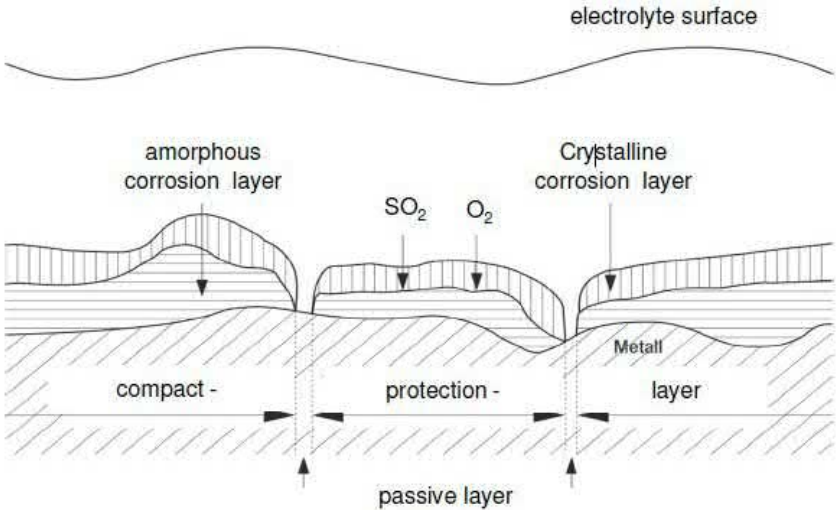


Fig. 11. Morfologia della patina consolidata

9 IMPLICAZIONI PER LA MANUTENZIONE

Quanto osservato in merito alla durabilità della protezione applicata sul viadotto Fragneto ha notevole implicazione sulle strategie di manutenzione dell'acciaio autopatinante. Qualsiasi attività di manutenzione deve partire dalla diagnosi dello stato della patina e delle cause locali di degrado. Una patina incoerente, contaminata o continuamente rinnovata dall'acqua non può essere trattata come quella stabilizzata. Viceversa, quando lo strato è compatto e aderente, la rimozione integrale non rappresenta la strategia ottimale o comunque non è l'unica strategia disponibile.
Un approccio conservativo può ridurre l'intensità della preparazione superficiale e valorizzare una protezione già sviluppata dal materiale durante l'esercizio. La sua affidabilità dipende dalla rimozione delle frazioni decoese e dei contaminanti, dalla verifica della presenza di cloruri, dalla compatibilità del rivestimento con il substrato e dalla capacità del sistema protettivo di limitare l'ingresso dell'acqua e dei gas coinvolti nei processi corrosivi.

10 CONCLUSIONI

L'esperienza della manutenzione selettiva del Viadotto Fragneto sulla SS 95 Var, fornisce una validazione dell'esperienza in esposizione naturale, della durata di circa nove anni, di una strategia nella quale la patina consolidata dell'acciaio autopatinabile non viene necessariamente eliminata, ma può essere conservata e integrata con un sistema protettivo idrorepellente e a bassa permeabilità. L'ispezione di secondo livello del dicembre 2024 ha evidenziato sulle superfici manutenzionate nel 2015 l'assenza di difetti significativi, ottima adesione e finitura non degradata in termini di colore e brillantezza. Contestualmente, le superfici non protette nelle quali la patina aveva raggiunto condizioni di stabilità dopo circa trent'anni di esercizio non mostravano, secondo le osservazioni riportate, necessità di manutenzione.
I risultati supportano l'interesse verso una manutenzione selettiva: le zone in cui il processo autoprotettivo funziona possono essere conservate, mentre le aree soggette a ruscellamento, infiltrazioni, ristagni o contaminazione richiedono interventi specifici di salvaguardia.

KEYWORDS

Corrosion, weathering steel, Maintenance, Inspection, Protective coating, Fluorinated coating

ALLUMINIO E LEGHE SPECIALI

ALLUMINIUM AND SPECIAL ALLOYS

TRAVI IN ALLUMINIO A SEZIONE SCATOLARE IN FLESSIONE: ALLEGATO L DEL NUOVO EN 1999-1-1

MEMBERS IN BENDING: ANNEX L OF NEW EN 1999-1-1

Vincenzo Piluso
University of Salerno
Department of Civil Engineering
Fisciano (SA), Italy
v.piluso@unisa.it

Alessandro Pisapia
Pegaso University
Department of Engineering
Naples, Italy
alessandro.pisapia@unipegaso.it

ABSTRACT

The new version of Eurocode 9 introduces Annex L, which extends the effective thickness method for the assessment of local buckling resistance of aluminium alloy members. This paper presents an overview of the theoretical background and the main procedural steps of Annex L, highlighting its application to thin-walled aluminium profiles susceptible to local instability phenomena. Attention is devoted to the definition of effective thickness, the treatment of plate elements under different stress distributions, and the consistency of the method with the general design framework of Eurocode 9. To evaluate the accuracy and reliability of the proposed approach, a systematic comparison is carried out between analytical predictions obtained using Annex L and numerical results derived from nonlinear finite element analyses. Several representative cross-sections and loading conditions are considered. The comparison allows assessing the level of agreement between the two approaches and identifying the main sources of discrepancy. The results confirm that Annex L provides a rational and generally conservative estimation of local buckling resistance, supporting its adoption in practical design of aluminium structures.

SOMMARIO

La nuova versione dell'Eurocodice 9 introduce l'Allegato L, che estende il metodo dello spessore efficace per la valutazione della resistenza all'instabilità locale di travi o colonne in lega di alluminio. Il presente lavoro fornisce una panoramica del quadro teorico e delle principali fasi procedurali alla base dell'Allegato L, con particolare attenzione alla sua applicazione a profili in alluminio a parete sottile soggetti a fenomeni di instabilità locale. Vengono approfonditi la definizione dello spessore efficace, il trattamento degli elementi piani soggetti a diverse distribuzioni di tensione e la coerenza del metodo con il quadro generale di progettazione dell'Eurocodice 9. Per valutare

l'accuratezza e l'affidabilità dell'approccio proposto, viene condotto un confronto sistematico tra le previsioni analitiche ottenute tramite l'applicazione dell'Allegato e i risultati numerici derivati da analisi agli elementi finiti non lineari. Sono considerate diverse sezioni trasversali rappresentative e diverse condizioni di carico. Il confronto consente di valutare il livello di accordo tra i due approcci e di identificare le principali fonti di discrepanza. I risultati confermano che l'Allegato L fornisce una stima razionale e generalmente conservativa della resistenza all'instabilità locale, supportandone l'adozione nella progettazione pratica di strutture in alluminio.

1 INTRODUZIONE

I profili in alluminio a parete sottile soggetti a compressione o flessione sono soggetti ai fenomeni di instabilità locale, che possono ridurre significativamente la loro capacità portante. Nel corso degli anni sono stati sviluppati diversi metodi di progetto per stimare la resistenza ultima degli elementi strutturali, ciascuno fondato su diverse ipotesi teoriche.

Nella progettazione delle strutture in acciaio, il Metodo della Larghezza Efficace (EWM), introdotto da von Kármán [1] e successivamente perfezionato da Winter [2], rimane l'approccio dominante. Esso introduce una larghezza efficace ridotta per tener conto della resistenza post-critica ed è stato recepito nell'Eurocodice 3 [3-5]. Per le strutture in alluminio, tuttavia, è generalmente preferito il Metodo dello Spessore Efficace (ETM). Le leghe di alluminio presentano una pronunciata non-linearità ed un marcato incrudimento, che richiedono una modellazione più raffinata; l'ETM tiene conto di queste caratteristiche riducendo lo spessore della lamiera anziché la larghezza, preservando la geometria della sezione trasversale. Ciò risulta particolarmente conveniente per le sezioni saldate, nelle quali le zone termicamente alterate inducono variazioni localizzate delle proprietà meccaniche [6-8].

Entrambi i metodi si applicano alle sezioni di Classe 4 e tendono a fornire stime conservative della resistenza. Sebbene ciò sia accettabile dal punto di vista della sicurezza, limita lo sfruttamento della reale capacità del materiale, inconveniente non trascurabile dato l'elevato costo iniziale dell'alluminio rispetto all'acciaio.

Per superare tali limitazioni, sono stati proposti approcci alternativi. Il *Direct Strength Method* (DSM) [9-12] bypassa il calcolo della sezione efficace collegando direttamente la resistenza dell'elemento ai carichi critici di instabilità elastica. Il *Continuous Strength Method* (CSM), sviluppato da Gardner et al. [13,14], sfrutta l'incrudimento attraverso un approccio basato sulla deformazione, dimostrando una migliore accuratezza per l'acciaio inossidabile [15-17], l'alluminio [18,19] e l'acciaio formato a freddo [20,21].

Nonostante questi sviluppi, le disposizioni dell'Eurocodice 9 [6] per le travi in alluminio rimangono conservative, poiché l'approccio di classificazione delle sezioni non coglie pienamente i benefici dell'incrudimento e della redistribuzione tensionale post-elastica.

In questo contesto, il presente lavoro studia l'applicazione del Metodo dello Spessore Efficace, nella formulazione dell'Allegato L dell'Eurocodice 9, a travi scatolari in alluminio soggette a flessione non uniforme. La procedura analitica è implementata tramite una macro dedicata in Visual Basic, che consente di generare le complete risposte momento-curvatura normalizzate su un ampio spazio parametrico. Viene condotto un confronto esteso con simulazioni agli elementi finiti sviluppate dagli autori, coprendo 1008 configurazioni geometriche e quattro leghe di alluminio della serie 6000 (6061-T4/6082-T4, 6063-T5, 6082-T6, 6061-T6) con diverse caratteristiche di incrudimento. L'accuratezza delle previsioni dell'Allegato L è valutata criticamente tramite indicatori statistici e confrontata con le disposizioni di progetto correnti dell'EC9, dimostrando una migliore valutazione della risposta ultima di travi in alluminio in flessione.

2 ESTENSIONE DEL METODO DELLO SPESSORE EFFICACE

La versione estesa del Metodo dello Spessore Efficace (ETM) viene di seguito illustrata. Con riferimento a una generica sezione trasversale, la tensione critica in campo elasto-plastico può essere ottenuta come:

$$\sigma_{cr.p} = \xi\ \zeta\ \alpha_{LS}\ k_{o\psi}\ \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \tag{1}$$

dove b e t sono rispettivamente la larghezza e lo spessore del singolo piatto appartenente alla sezione; E rappresenta il modulo elastico; $k_{o\psi}$ è il coefficiente di instabilità che tiene conto delle condizioni di vincolo lungo i bordi; ζ è il fattore che tiene conto dell'interazione tra gli piatti; α_{LS} è il fattore che tiene conto del gradiente di tensione longitudinale negli elementi in flessione e, infine, ξ è il coefficiente plastico per considerare il comportamento di incrudimento delle leghe di alluminio. Inoltre, ν è il coefficiente di Poisson, considerato variabile tra il campo elastico e quello plastico secondo la relazione:

$$\nu = 0.5 - 0.2\frac{E_t}{E} \tag{2}$$

dove E_t rappresenta il modulo tangente.
Introducendo lo spessore efficace t_{eff} per tener conto degli effetti dell'instabilità locale, e considerando che:

$$\sigma_{cr.p} = E_s \varepsilon \tag{3}$$

dove ε rappresenta la deformazione corrispondente all'instabilità in campo non lineare ed E_s è il modulo secante, si può ricavare la relazione della snellezza normalizzata:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{t_{eff}}{t} = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{12}{\pi^2}\frac{1}{\mu}\frac{1}{\zeta\ \alpha_{LS}\ k_{o\psi}}\ \varepsilon} \tag{4}$$

con:

$$\mu = \frac{\xi E}{E_s}\frac{1}{1-\nu^2} \tag{5}$$

Secondo la EN 1999-1-4 [7], l'espressione della snellezza normalizzata di un piatto è uguale a:

$$\bar{\lambda}_p \cong \frac{0.06287}{\sqrt{k_0}}\frac{\beta}{\epsilon_0} \tag{6}$$

con $\beta = b/t$ e $\epsilon_0 = \sqrt{250/f_{0.2}}$. Il coefficiente di instabilità k_0 è uguale a 4.00 per un piatto vincolato lungo tutti e quattro i lati e 0.425 per un piatto vincolato lungo un bordo e libero lungo il bordo opposto. Combinando l'Eq.(4) con l'Eq.(6), si ottiene la seguente relazione:

$$\frac{\beta}{\epsilon_0} = 17.54\,\eta\ \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\varepsilon}{\mu\ \zeta\ \alpha_{LS}}} \tag{7}$$

con $\eta = \sqrt{k_0/k_{o\psi}}$.
L' Eq.(7) rappresenta la relazione matematica finale per valutare il parametro di snellezza dell'elemento piano da applicare in combinazione con le curve di instabilità della EN 1999-1-1 [6]. Per applicare l'equazione precedente, è utile ricordare che il comportamento non lineare delle leghe di alluminio può essere descritto secondo la legge di Ramberg-Osgood:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0.002\left(\frac{\sigma}{f_{0.2}}\right)^n \qquad\qquad n = \frac{ln(0.002/\varepsilon_{0.u})}{ln\left(\frac{f_{0.2}}{f_u}\right)} \tag{8}$$

dove n è il coefficiente di incrudimento, $f_{0.2}$ e f_u sono rispettivamente la tensione convenzionale elastica e la tensione ultima della lega di alluminio; $\varepsilon_{0.u}$è la deformazione residua corrispondente

alla tensione massima. Per quanto riguarda il parametro che tiene conto del gradiente di tensione longitudinale α_{LS}, possono essere adottate le seguenti relazioni [22,23]:

- Elemento piano interno compresso

$$\alpha_{LS} = 1 + \frac{1}{4}\frac{1.70}{\left(\frac{L_s}{b}\right)^{0.75} - 0.20} \tag{9}$$

- Elemento piano di flangia compresso

$$\alpha_{LS} = 1 + \frac{1}{0.425}\frac{1.70}{\left(\frac{L_s}{b}\right)^{0.95} - 0.60} \tag{10}$$

dove L_s rappresenta la lunghezza di taglio e b è la larghezza della lamiera compressa. Per quanto riguarda il fattore di correzione che tiene conto dell'interazione tra i piatti ζ, le principali espressioni matematiche sono fornite dalla BS5950-5 [24] per diverse condizioni di vincolo lungo i bordi. Infine, per il coefficiente plastico ξ, può essere adottata la relazione presentata nell' Allegato L del nuovo Eurocodice 9 [6]:

$$\frac{E_s}{E}\left[\frac{n-8}{n} + \frac{8}{n}\sqrt{\frac{E_t}{E_s}}\right] \tag{11}$$

3 APPLICAZIONE DEL METODO ETM

L'estensione del Metodo dello Spessore Efficace può essere applicata sia a elementi uniformemente compressi sia a travi soggette a flessione. Per il primo caso, la validità della procedura è stata ampiamente dimostrata in precedenti lavori degli autori [25-29]. La presente sezione si concentra specificamente sull'applicazione del metodo analitico a travi scatolari in alluminio soggette a flessione non uniforme.

Con riferimento alla **Fig.1**(a), sono state effettuate complessivamente 1008 analisi variando i seguenti parametri normalizzati: la snellezza normalizzata dell'ala $\bar{\lambda}_p$, il rapporto ala-anima b/h e il rapporto luce di taglio-larghezza della flangia L_s/b, con L_s pari alla metà della lunghezza della trave. I corrispondenti intervalli di variazione sono riportati nella **Tabella 1**. Inoltre, per valutare l'influenza delle proprietà del materiale, sono state considerate quattro leghe di alluminio, le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nella **Tabella 2**. È opportuno sottolineare che viene adottato un modello a linea della sezione, come illustrato nella **Fig.1**(a). Dal punto di vista operativo, al fine di ottenere la curva Momento-Curvatura (**Fig.1**(b)), è necessario imporre una procedura iterativa incrementando ad ogni step il valore della curvatura. A ciascun passo, la posizione dell'asse neutro è determinata tramite l'equilibrio traslazionale. La distribuzione delle deformazioni risultante viene quindi utilizzata per valutare la snellezza sia della flangia compressa che dell'anima, tenendo conto della non-linearità del materiale, dell'interazione tra gli elementi piani e degli effetti del gradiente di tensione longitudinale. La sezione efficace viene successivamente ricavata dagli spessori ridotti dei piatti e il corrispondente momento flettente viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione. La resistenza flessionale ultima è identificata come il valore massimo del diagramma momento-curvatura, con la verifica aggiuntiva che la deformazione massima rimanga entro il limite prescritto dalla EN 1999-1-1 [6]. Con riferimento alla **Fig.1**(b), i risultati sono stati espressi in termini di momento-curvatura normalizzati in accordo alle seguenti relazioni:

$$\bar{M}_u = \frac{M_u}{M_{0.2}} \qquad \bar{\chi}_m = \frac{\chi_m}{\chi_{0.2}} \qquad \bar{\chi}_u = \frac{\chi_u}{\chi_{0.2}} \tag{12}$$

con:

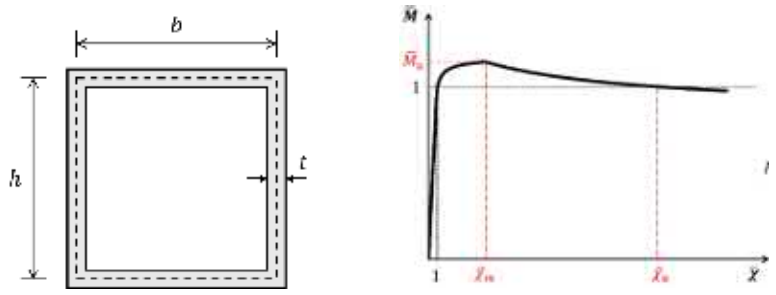
$$M_{0.2} = W_{el} f_{0.2} \qquad \chi_{0.2} = \frac{M_{0.2}}{EI} = \frac{2f_{0.2}}{Eh} \tag{13}$$

dove $M_{0.2}$ rappresenta il momento in corrispondenza del raggiungimento della tensione di snervamento $f_{0.2}$; mentre $\chi_{0.2}$ rappresenta la corrispondente curvatura. Inoltre, $\bar{M}_u$ indica la sovraresistenza flessionale massima e $\bar{\chi}_u$ rappresenta la curvatura normalizzata in corrispondenza della quale $\bar{M} = \bar{M}_u$ lungo il ramo discendente, e W_{el} il modulo di resistenza elastico nell'ipotesi di modello a linea della sezione.

Le analisi numeriche sono state eseguite mediante uno script dedicato in Visual Basic [30]. A titolo esemplificativo, la **Fig. 2** mostra le curve momento–curvatura normalizzate ottenute per le quattro leghe investigate sull'intero intervallo delle geometrie di trave considerate, per $b/h = 1.00$ e$L_s/b = 6.25$.

Tabella 1. Campo di variazione dei parametri adimensionali.

$\bar{\lambda}_p$:	0.27	0.29	0.33	0.37	0.41	0.44	0.47	0.50	0.55	0.60	0.70	0.80
b/h:	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00					
L_s/b:	6.25	12.50	18.75									



(a) (b)

Fig. 1. Schema geometrico della sezione scatolare (a); Schema qualitativo del momento-curvatura (b).

Tabella 2. Proprietà meccaniche delle leghe in alluminio

Lega	$f_{0.2}$ [MPa]	f_u [MPa]	n [-]
6061-T4 / 6082-T4	110	205	8
6063-T5	130	175	16
6082-T6	260	310	25
6061-T6	240	260	55

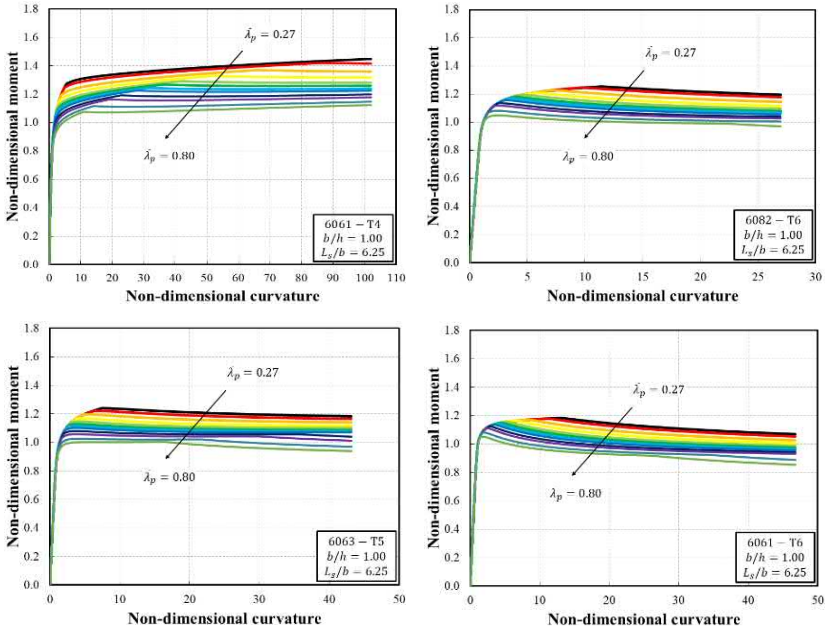


Fig. 2. Curve normalizzate momento-curvatura ottenute dall'estensione dell'ETM.

4 CONFRONTO TRA I RISULTATI ANALITICI E NUMERICI

Al fine di valutare l'accuratezza della procedura descritta nell' Allegato L dell'Eurocodice 9, i valori normalizzati del momento previsti dal metodo analitico sono stati confrontati con quelli ottenuti mediante simulazioni agli elementi finiti sviluppate in precedenza dagli autori [31,32]. Le analisi numeriche sono state eseguite utilizzando Abaqus [33], impiegando un modello agli elementi finiti calibrato sulla base di dati sperimentali disponibili in letteratura [34].

La **Fig.3** mostra il confronto per tutti i 1008 casi analizzati. Si può osservare immediatamente che i risultati si collocano quasi interamente a favore di sicurezza, con un grado di accuratezza che varia in funzione della lega e, di conseguenza, dell'entità dell'incrudimento della lega. In particolare, la migliore accuratezza si ottiene per la lega 6061-T4, e la stessa diminuisce progressivamente all'aumentare dell'esponente di Ramberg–Osgood. La **Tabella 3** riassume il confronto per ciascuna lega in termini dei principali parametri statistici: valore medio μ, deviazione standard σ, coefficiente di variazione cov, frattili del 5% e 95% ed errore assoluto massimo MAE.

Inoltre, la Tabella 4 presenta un confronto statistico tra le previsioni della resistenza flessionale ottenute mediante le attuali regole di progettazione dell'Eurocodice 9 e quelle derivanti dalla procedura dell' Allegato L, ossia tramite il Metodo dello Spessore Efficace Esteso (*Extended Effective Thickness Method*). È opportuno sottolineare che le disposizioni dell'EC9 sono state applicate assumendo un coefficiente parziale di sicurezza unitario. Risulta immediatamente evidente che l'EC9 fornisce stime significativamente conservative, con un rapporto medio pari a 0.86 e una deviazione standard relativamente contenuta pari a 0.044. Al contrario, l' Allegato L produce previsioni molto più vicine ai risultati ottenuti con Abaqus, con un valore medio di 0.93 e una deviazione standard di 0.049. Dal punto di vista del pieno sfruttamento della capacità resistente delle strutture in

alluminio, evitando al contempo sovradimensionamenti e sprechi di materiale, l' Allegato L rappresenta un'alternativa progettuale equilibrata ed efficace.

Tabella 3. Sintesi del confronto in termini di indici statistici.

	Leghe in alluminio			
	6061 − T4	6063 − T5	6082 − T6	6061 − T6
Media [μ]	0.99	0.88	0.92	0.93
frattile al 5%	0.96	0.85	0.88	0.91
frattile al 95%	1.03	0.92	0.95	0.96
Dev. St. [σ]	0.022	0.022	0.023	0.017
Coef. di var. [cov]	0.022	0.025	0.025	0.018
MAE [%]	6.05	18.36	13.64	10.92

Tabella 4. Confronto tra l'EC9 e l' Allegato L

	$\frac{\bar{M}_{u.EC9}}{\bar{M}_{u.FEM}}$	$\frac{\bar{M}_{u.ETM}}{\bar{M}_{u.FEM}}$
Media [μ]	0.86	0.93
frattile al 5%	0.79	0.85
frattile al 95%	0.93	1.00
Dev. St. [σ]	0.044	0.045
Coef. di var. [cov]	0.051	0.049
MAE [%]	58.90	18.44

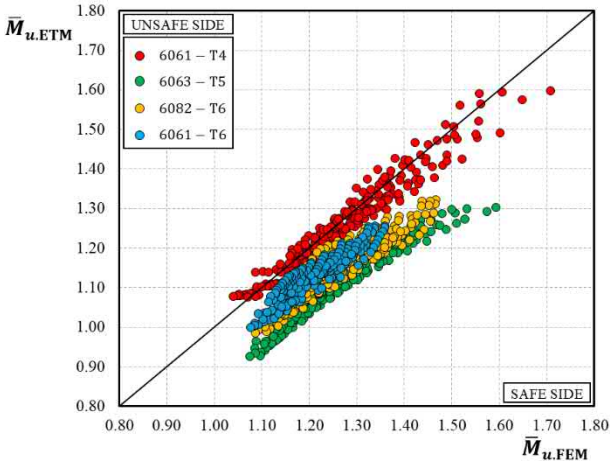


Fig. 3. Confronto dei risultati tra quelli numerici e quelli derivanti dall'ETM.

5 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro di ricerca, è stata illustrata nel dettaglio la procedura teorica alla base dell'estensione del metodo ETM riportato all'interno dell'Allegato L del nuovo Eurocodice 9 (EN 1999-1-

1). Sono state condotte 1008 analisi parametriche variando la snellezza normalizzata delle flange, il rapporto tra larghezza della flangia e altezza della sezione e il rapporto tra la luce di taglio e larghezza della flangia, considerando quattro leghe di alluminio della serie 6000 caratterizzate da differenti comportamenti di incrudimento. Il confronto tra le previsioni analitiche e i risultati ottenuti mediante analisi agli elementi finiti ha dimostrato che la procedura prevista dall' Allegato L fornisce risultati analitici prossimi a quelli delle simulazioni numeriche, con un rapporto medio pari a 0.93 e una deviazione standard di 0.049, mostrando prestazioni superiori rispetto alle attuali regole di progetto dell'EN 1999-1-1, che tendono a essere significativamente conservative (valore medio pari a 0.86). I risultati evidenziano inoltre che l'accuratezza delle previsioni è influenzata dal grado di incrudimento della lega, con prestazioni migliori per le leghe caratterizzate da valori più bassi dell'esponente di Ramberg–Osgood.

L'estensione del metodo ETM rappresenta un'alternativa progettuale più razionale ed efficiente dal punto di vista dell'impiego del materiale rispetto alle disposizioni convenzionali dell'EC9, consentendo un migliore sfruttamento della reale capacità resistente degli elementi strutturali in alluminio, pur mantenendo risultati prevalentemente a favore della sicurezza.

Gli sviluppi futuri della ricerca prevedono l'estensione della procedura proposta alle sezioni ad H, ampliando così il campo di applicazione del metodo a una gamma più ampia di elementi strutturali. Inoltre, sarà perseguito lo sviluppo di formulazioni avanzate per il fattore di riduzione plastica, con l'obiettivo di considerare in modo più esplicito l'influenza dell'incrudimento sul comportamento flessionale delle leghe di alluminio, migliorando ulteriormente l'accuratezza delle previsioni sull'intero spettro dei materiali impiegati nelle applicazioni strutturali.

REFERENCES

[1] Von Kármán T, Sechler EE, Donnell LH. The strength of thin plates in compression. Trans. ASME, Applied Mechanics 54(5): 53–58. (1932)
[2] Winter G. Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. AISI. (1970)
[3] EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization. (2022)
[4] EN 1993-1-3. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. European Committee for Standardization. (2024)
[5] EN 1993-1-5. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: General rules – Plated structural elements. European Committee for Standardization. (2019)
[6] EN 1999-1-1. Eurocode 9: Design of aluminium structures – Part 1-1: General structural rules. European Committee for Standardization. (2023)
[7] EN 1999-1-4. Eurocode 9: Design of aluminium structures – Part 1-4: Cold-formed structural sheeting. European Committee for Standardization. (2023)
[8] Landolfo R, Mazzolani FM. Different approaches in the design of slender aluminium alloy sections. Thin-Walled Structures 27: 85–102. (1997)
[9] Schafer BW. Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design. Journal of Constructional Steel Research 64: 766–778. (2008)
[10] Moen CD, Schafer BW. Direct Strength Method for design of cold-formed steel columns with holes. Journal of Structural Engineering 137: 04010003. (2010)
[11] Schafer BW. Advances in the Direct Strength Method of cold-formed steel design. Thin-Walled Structures 140: 533–541. (2019)
[12] AISI. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, AISI S100-16. American Iron and Steel Institute, Washington, DC. (2016)
[13] Gardner L. The continuous strength method. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings 161: 127–133. (2008)

[14] Gardner L, Yun X, Walport F. The Continuous Strength Method – Review and outlook. Engineering Structures 275: 114924. (2023)
[15] Afshan S, Gardner L. The continuous strength method for structural stainless-steel design. Thin-Walled Structures 68: 42–49. (2013)
[16] Zhao O, Afshan S, Gardner L. Structural response and continuous strength method design of slender stainless-steel cross-sections. Engineering Structures 140: 14–25. (2017)
[17] Arrayago I, Real E, Gardner L, Mirambell E. The Continuous Strength Method for the design of stainless-steel hollow section beam-columns. Engineering Structures 238: 111981. (2021)
[18] Su MN, Young B, Gardner L. Deformation-based design of aluminum alloy beams. Engineering Structures 80: 339–349. (2014)
[19] Su MN, Young B, Gardner L. The continuous strength method for the design of aluminium alloy structural elements. Engineering Structures 122: 338–348. (2016)
[20] Yun X, Gardner L. The continuous strength method for the design of cold-formed steel non-slender tubular cross-sections. Engineering Structures 175: 549–564. (2018)
[21] Yun X, Gardner L, Boissonnade N. The continuous strength method for the design of hot-rolled steel cross-sections. Engineering Structures 157: 179–191. (2018)
[22] Yu C, Schafer BW. Effect of longitudinal stress gradients on elastic buckling of thin plates. Journal of Engineering Mechanics 133: 452–463. (2007)
[23] Seif M, Schafer BW. Local buckling of structural steel shapes. Journal of Constructional Steel Research 66: 1232–1247. (2010)
[24] BS 5950-5. Structural use of steelwork in building – Part 5: Code of practice for design of cold formed thin gauge sections. Steel Construction Institute, Ascot. (1998)
[25] Piluso V, Pisapia A. Interactive plastic local buckling of box-shaped aluminium members under uniform compression. Thin-Walled Structures 164: 107828. (2021)
[26] Piluso V, Pisapia A, Rizzano G. Local buckling of aluminium channels under uniform compression: Theoretical analysis and experimental tests. Thin-Walled Structures 179: 109511. (2022)
[27] Piluso V, Pisapia A. Interactive local instability of aluminium angles. Thin-Walled Structures 202: 112159. (2024)
[28] Piluso V, Pisapia A. Preliminary study of interactive local buckling for aluminium Z-sections. Buildings 14: 1959. (2024)
[29] Pisapia A, Fabbrocino F, Piluso V. Testing and analysis of aluminium H-sections subjected to local buckling. Journal of Constructional Steel Research 236: 110025. (2026)
[30] Microsoft Corporation. Visual Basic for Applications (VBA) for Microsoft Excel. Microsoft Press, Redmond, WA, USA. (2026)
[31] Nastri E, Piluso V, Pisapia A. Experimental tests on SHS aluminium beams under non-uniform bending. Engineering Structures 267: 114649. (2022)
[32] Nastri E, Piluso V. The influence of strain-hardening on the ultimate behaviour of aluminium RHS-beams under moment gradient. Thin-Walled Structures 157: 107091. (2020)
[33] ABAQUS. Abaqus/Explicit v. 2017, User's Manual. Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. (2017)
[34] Moen LA, Hopperstad OS, Langseth M. Rotational capacity of aluminum beams under moment gradient. I: Experiments. Journal of Structural Engineering 125: 910–920. (1999)

KEYWORDS

Aluminium structures; local buckling, box section, Eurocode 9, Annex L, Effective thickness method.

TEST SPERIMENTALI SUL COMPORTAMENTO MONOTONO E CICLICO DI TRAVI SCATOLARI IN LEGA DI ALLUMINIO

EXPERIMENTAL TESTS ON THE MONOTONIC AND CYCLIC BEHAVIOUR OF SHS ALUMINIUM BEAMS

Ciro Esposito
Elide Nastri
Vincenzo Piluso
Francesco Pisciottano
University of Salerno
Department of Civil Engineering
Salerno, Italy
ciesposito@unisa.it, enastri@unisa.it,
, v.piluso@unisa.it,
fpisciottano@unisa.it

Alessandro Pisapia
Telematic University Pegaso
Department of Engineering
Naples, Italy
alessandro.pisapia@unipegaso.it

ABSTRACT

This article presents the results of an extensive experimental campaign involving structural aluminium alloy beams from the 6060 series. In particular, the monotonic and cyclic flexural behaviour of 7 different square hallow sections (6060-T66 series) was analysed. Regarding the flexural response under monotonic loading, two different loading conditions were used: three-point bending test and four-point bending test, allowing the influence of shear on the ultimate response to be evaluated. The three-point cyclic flexural tests, on the other hand, are carried out considering the provisions for cyclic qualification of Beam-to-Column connection defined in AISC 341-16. The results obtained provide valuable information on the ductility and dissipative capacity of the elements studied, also in view of the new version of Eurocode 8, which for the first time contains a specific chapter on the seismic design of aluminium buildings.

SOMMARIO

Nel presente articolo vengono descritti i risultati di un'estesa campagna sperimentale riguardante travi in lega di alluminio della serie 6060. In particolare, è stato studiato il comportamento flessionale sia monotono che ciclico di 7 diverse sezioni scatolari (serie 6060-T66). Per quanto riguarda la risposta flessionale sotto carico monotono, sono state utilizzate due diverse condizioni di carico: prova a flessione a tre punti e prova a flessione a quattro punti, consentendo così di valutare

l'influenza della diversa distribuzione del momento flettente lungo la trave. Le prove a flessione ciclica a tre punti, invece, sono state condotte considerando le prescrizioni definite nell'AISC 341-16 per la qualifica ciclica dei collegamenti trave-colonna. I risultati ottenuti forniscono importanti informazioni sulla duttilità e la capacità dissipativa degli elementi studiati, anche in vista della nuova versione dell'Eurocodice 8, che per la prima volta contiene un capitolo specifico sulla progettazione sismica degli edifici in alluminio.

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni, si è assistito a una significativa crescita nell'uso delle leghe di alluminio nell'ingegneria strutturale. Le applicazioni più interessanti riguardano le coperture leggere, i ponti mobili, le strutture offshore e il rinforzo di costruzioni esistenti [1]-[4]. I principali vantaggi di questo materiale sono ampiamente riconosciuti, tra cui: (i) elevato rapporto resistenza/peso, (ii) buona duttilità e lavorabilità, (iii) elevata resistenza alla corrosione e (iv) favorevoli costi del ciclo di vita, che lo rendono un'opzione attraente dal punto di vista ambientale e dell'economia circolare [5]. Rispetto all'acciaio, l'alluminio è circa due terzi più leggero e consente la produzione di forme complesse attraverso processi come l'estrusione, risultando particolarmente vantaggioso nei contesti in cui la riduzione del peso è una priorità progettuale. Tuttavia, gli elementi in alluminio sono caratterizzati da un modulo elastico pari a circa un terzo di quello dell'acciaio, rendendoli più sensibili ai fenomeni di instabilità locale e globale, che devono essere attentamente considerati in fase di progettazione. Le specificità strutturali delle leghe di alluminio, tra cui il comportamento di incrudimento, ben descritto dalla legge costitutiva di Ramberg-Osgood, e la suscettibilità all'instabilità locale, hanno stimolato un'ampia ricerca volta a migliorare la previsione della risposta anelastica di elementi soggetti a compressione e flessione [6][12][13]. L'attuale normativa europea di riferimento per le strutture in alluminio è l'EN 1999-1-1 [13] che riguarda principalmente le condizioni di carico statico, senza alcuna indicazione specifica per la progettazione sismica. All'interno della comunità scientifica è emerso un crescente interesse per l'utilizzo dell'alluminio nella progettazione sismica, in particolare come elemento dissipativo per pareti a taglio, telai con collegamenti a taglio e smorzatori isteretici [14],[15] Un'ulteriore novità è l'introduzione di regole specifiche per la progettazione sismica di strutture in alluminio nella versione provvisoria della seconda generazione dell'Eurocodice 8 (prEN 1998-1-2), in particolare nel Capitolo 15 [16]. Tuttavia, la ricerca attuale sulla risposta di membrature in lega di alluminio è ancora molto limitata, soprattutto se confrontata con quella relativa all'acciaio. A questo fine, il presente lavoro indaga il comportamento di travi scatolari in lega di alluminio sia in condizioni monotone che cicliche, ampliando così la disponibilità di dati sperimentali utili ad una maggiore comprensione della risposta della lega 6060-T66.

2 CAMPAGNA SPERIMENTALE

La campagna sperimentale, effettuata presso il laboratorio STRENGTH dell'Università degli studi di Salerno, ha coinvolto travi scatolari estruse in lega di alluminio 6060-T66. Questa particolare lega, che ha subito un processo di tempra di soluzione e successivo invecchiamento artificiale, trova largo impiego nelle applicazioni strutturali grazie alle sue discrete proprietà meccaniche sia in termini di resistenza (snervamento convenzionale fino a 250MPa), che duttilità (deformazione ultima fino al 12%), unite ad un'ottima resistenza alla corrosione. La composizione chimica in accordo alla EN 573-3 è riportata nella tabella 1. Le sezioni testate sono sette e le rispettive dimensioni geometriche sono riportate in tabella 2, dove b rappresenta la larghezza nominale della sezione, t rappresenta lo spessore nominale, b/t è la misura della snellezza locale dei piatti, L è la luce netta della trave, assunta pari a 1300mm in tutti i test e *Class Section* è la classificazione della sezione in

accordo all' EN 1999-1-1. Per ogni sezione sono stati effettuati tre differenti condizioni di carico: (i) flessione monotona a tre punti, (ii) flessione monotona a quattro punti e (iii) flessione ciclica incrementale.

Tabella 1. Composizione chimica nominale in accordo alla EN 573-3.

Alloy		Si [%]	Fe [%]	Cu [%]	Mn [%]	Mg [%]	Cr [%]	Zn [%]	Ti [%]
6060	Min	0.30	0.10	-	-	0.35	-	-	-
	Max	0.60	0.3	0.10	0.10	0.60	0.05	0.15	0.10

Tabella 2. Proprietà geometriche nominali delle sezioni testate.

Sezione	B [mm]	t [mm]	b/t	L [mm]	Classe
SHS 50x4	50	4	11.5	1300	1
SHS 70x3	70	3	22.33	1300	4
SHS 70x4	70	4	16.5	1300	2
SHS 90x4	90	4	21.5	1300	3
SHS 110x4	110	4	26.5	1300	4
SHS 120x2.5	120	2.5	47	1300	4
SHS 120x4	120	4	29	1300	4

2.1 Prove monotone a flessione non uniforme

Per valutare la risposta flessionale delle membrature sottoposte a momento non uniforme, è stato adottato un setup di prova di trave semplicemente appoggiata con un carico verticale applicato in mezzeria in controllo di spostamento. Per valutare l'abbassamento in mezzeria della trave ed eventuali spostamenti orizzontali in corrispondenza degli appoggi, sono stati impiegati dei trasduttori lineari, come illustrato nella Fig. **1**. Nella Figura 2, sono rappresentati i risultati sperimentali espressi in termini di momento in mezzeria M_{exp} e corrispondente rotazione alla corda θ_{exp} definiti come:

$$M_{exp} = \frac{FL}{4} \qquad \theta_{exp} = 2\frac{\delta}{L} \tag{1}$$

Dalle curve sperimentali è evidente come le travi SHS 50x4 e SHS 70x4 siano quelle più duttili, con rotazioni alla corda superiori a 0.12 *rad* ed entrambe caratterizzate da una rottura per frattura del materiale, che ha raggiunto la deformazione massima. Differentemente, la SHS 120x4 e la SHS 120x2.5 hanno mostrato un'improvvisa e brusca perdita di resistenza, dovuta a fenomeni di instabilità locale, per valori della rotazione alla corda molto bassi (inferiori a 0.02 rad).

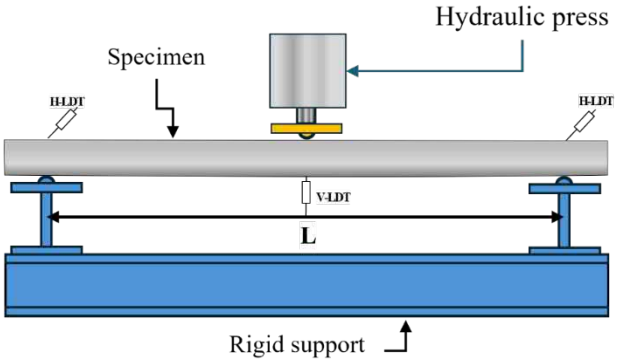


Fig. 1. Setup prova a flessione a tre punti monotona.

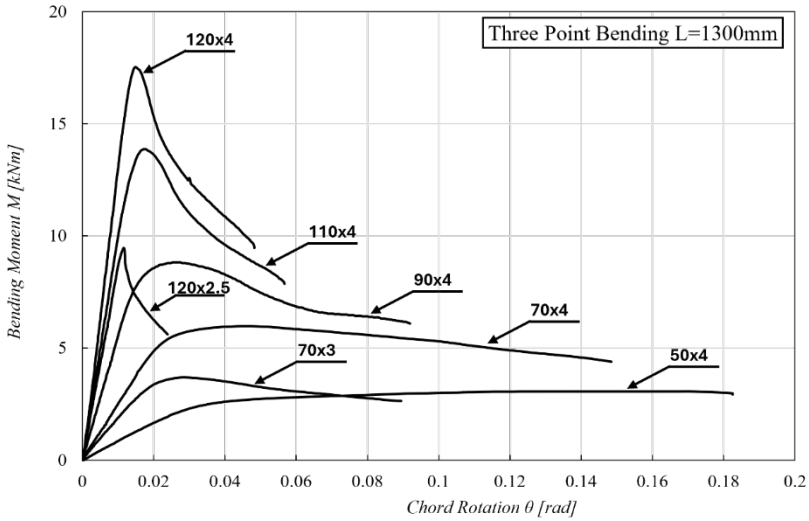


Fig. 2. Curve sperimentali Momento-Rotazione per test a flessione a tre punti.

2.2 Prove monotone a flessione uniforme

Per valutare l'influenza dell'assenza di taglio sulla capacità flessionale delle sezioni studiate, sono state effettuate ulteriori prove a flessione adottando uno schema di carico a quattro punti, come rappresentato in Fig. **3**, che permette di avere una zona centrale sottoposta a momento uniforme. In questo caso i punti di applicazione di carico hanno un interasse di 660 mm e distano 320 mm dagli appoggi esterni. Nella Figura 4, sono rappresentati i risultati sperimentali espressi in termini di momento M_{exp} e corrispondente rotazione alla corda θ_{exp} definiti come:

$$M_{exp} = Fa \qquad \theta_{exp} = \delta_{mean}/a \tag{2}$$

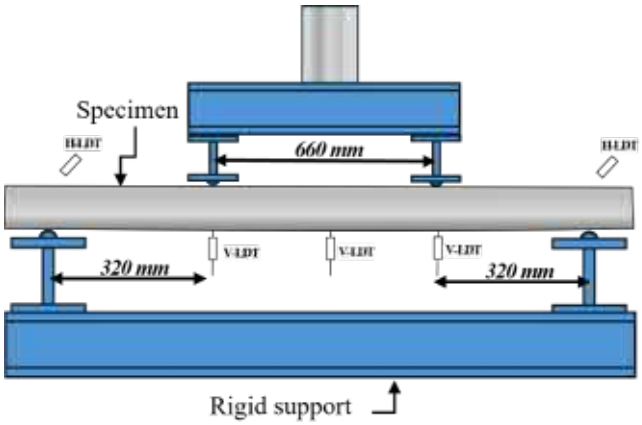


Fig. 3. Setup prova a flessione a quattro punti monotona.

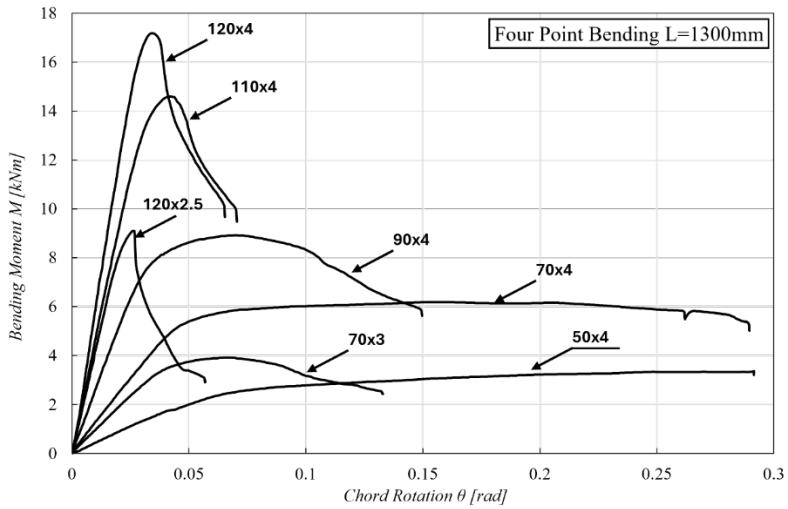


Fig. 4. Curve sperimentali Momento-Rotazione per test a flessione a quattro punti.

2.3 Prove cicliche incrementali

L'ultima tipologia di test effettuato sulle medesime sezioni è la prova a flessione non uniforme ciclica ad ampiezza incrementale. Il setup rappresentato in Fig. **5** è costituito nuovamente da una trave semplicemente appoggiata ed un carico ciclico applicato in mezzeria sottoforma di spostamento verticale positivo e negativo. In assenza di specifiche regole per la caratterizzazione ciclica delle membrature in lega di alluminio, il protocollo di carico è stato definito sulla base della norma AISC 341-16, che contempla la qualificazione ciclica di nodi trave-colonna in acciaio. I risultati

delle prove cicliche, espressi in termini di momento-rotazione alla corda, sono rappresentati nella Fig. **6**.

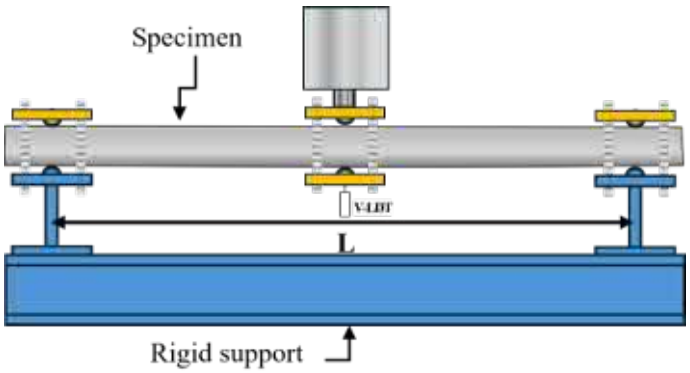


Fig. 5. Setup prova a flessione ciclica.

Tabella 3. Protocollo di carico adottato per la prova ciclica.

n_c	θ [mrad]	$L = 1300\ mm$	
		δ [mm]	v [mm/s]
6	0.00375	2.44	0.10
6	0.005	3.25	0.13
6	0.0075	4.88	0.20
4	0.010	6.50	0.26
2	0.015	9.75	0.39
2	0.02	13.00	0.52
2	0.03	19.50	0.78
2	0.04	26.00	1.04
2	0.05	32.50	1.30
2	0.06	39.00	1.56
2	0.07	45.50	1.82
2	0.08	52.00	2.08

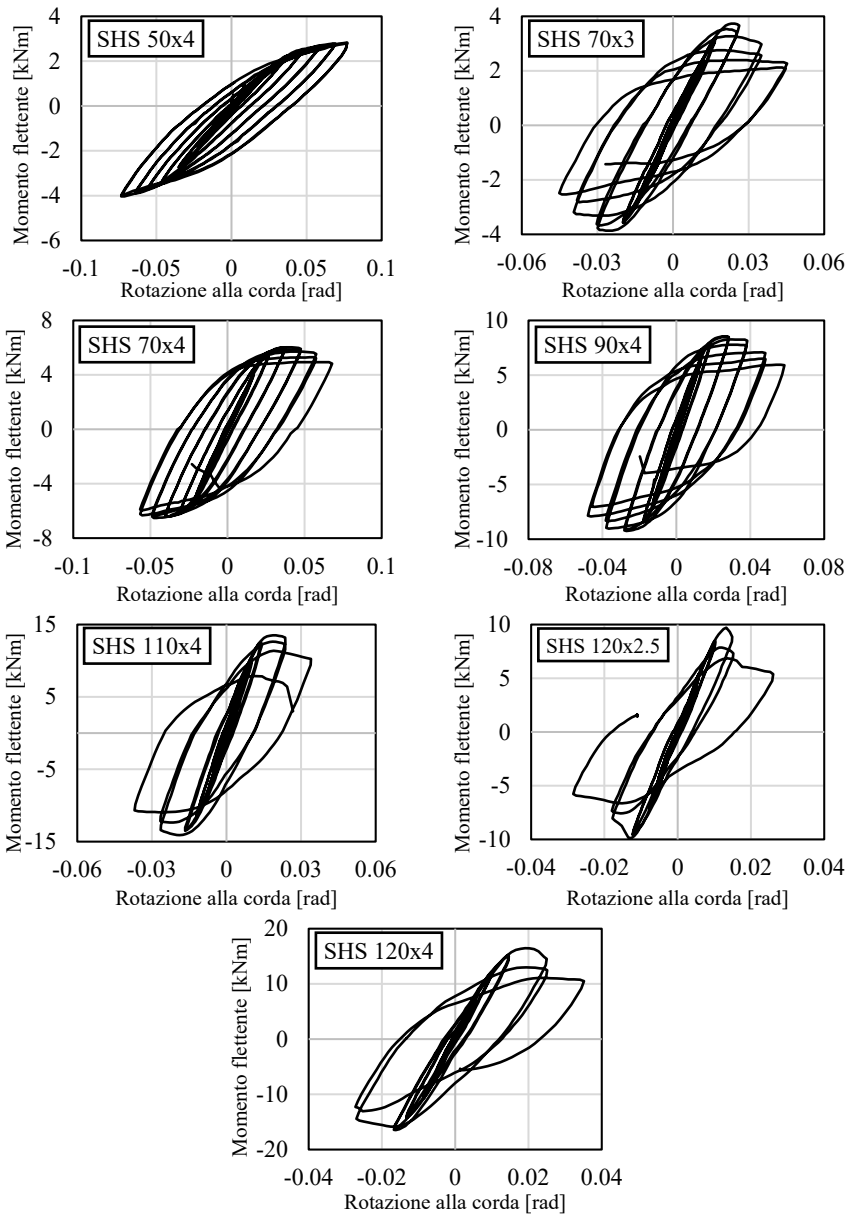


Fig. 6. Risultati prove cicliche in termini di momento-rotazione alla corda

Nella Figura 7, è raffigurato un confronto delle prove cicliche in termini di energia dissipata normalizzata, ovvero il rapporto tra l'energia dissipata cumulata ad ogni ciclo e l'energia dissipata totale. E' possibile notare nuovamente che i profili più snelli, come SHS 120x2.5 e SHS 110x4,

esauriscono la loro capacità dissipativa più rapidamente rispetto ai profili più compatti come SHS50x4 ed SHS 70x3.

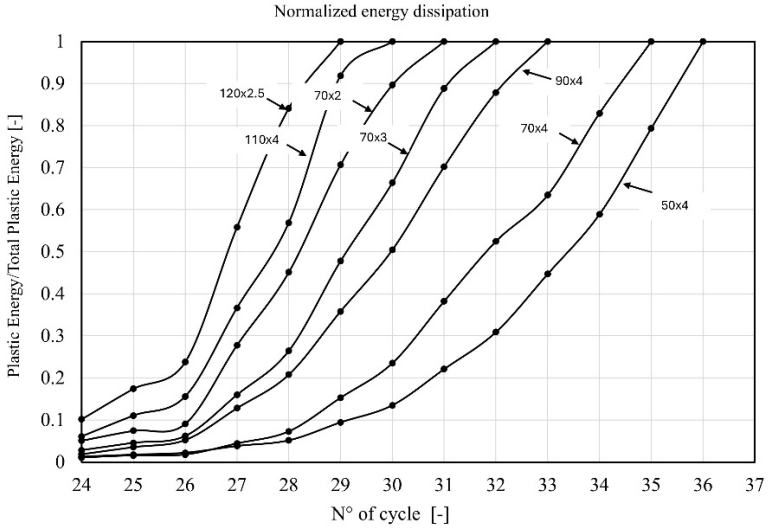


Fig. 7. Confronto in termini di energia dissipata normalizzata.

3 DISCCUSSIONE DEI RISULTATI

3.1 Influenza del gradiente di momento sulla capacità flessionale

Il confronto tra le prove monotone a tre punti e a quattro punti permette di valutare l'influenza del taglio e del gradiente di momento sulla resistenza ultima della sezione. Delle sette sezioni analizzate, cinque (Tab. 4) hanno mostrato una resistenza a flessione maggiore nella prova a quattro punti rispetto alla prova a tre punti, con un incremento fino al 9.77% per il profilo più compatto (SHS 50x4). Solamente due sezioni, SHS 120x2.5 e SHS 120x4, con un rapporto di snellezza locale b/t maggiore di 27 hanno mostrato una tendenza inversa, ovvero una resistenza maggiore nel caso della prova a flessione non uniforme rispetto a quella a flessione uniforme. Si può dedurre che per snellezze locali dei piatti fino a 27, l'assenza di taglio nelle prove a quattro punti, permette di raggiungere una maggiore capacità flessionale della sezione, mentre per valori di snellezza superiori, i pochi dati disponibili non mostrano chiaramente una tendenza ben definita. La figura 8 riassume graficamente il confronto tra le due tipologie di prove a parità di sezione.

Tabella 4. Momento massimo [kNm] raggiunto nelle prove a flessione monotone.

Sezione	50x4	70x3	70x4	90x4	110x4	120x2.5	120x4
Three-Point	3.07	3.69	5.98	8.82	13.87	9.46	17.53
Four-Point	3.37	3.91	6.19	8.92	14.59	9.10	17.18
Difference	+9.77%	+5.96%	+3.51%	+1.13%	+5.19%	-3.80%	-1.99%

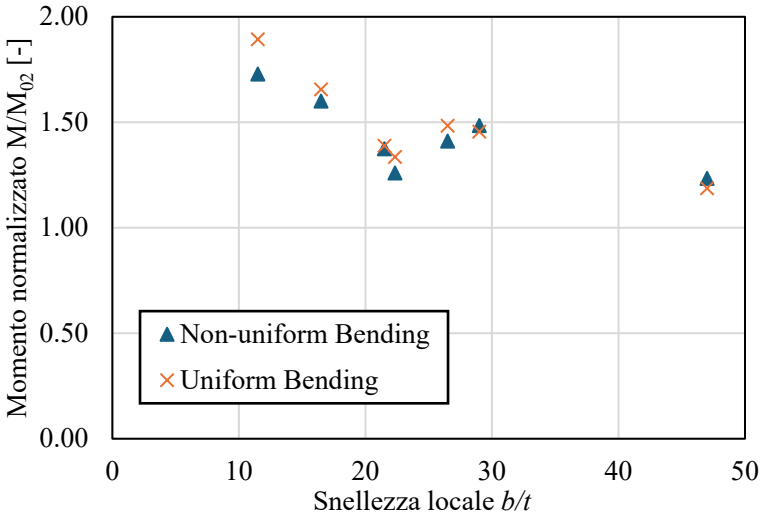


Fig. 8. Confronto momento massimo normalizzato al variare della snellezza locale.

3.2 Influenza dell'incrudimento ciclico

Il confronto grafico tra le prove a flessione monotona e le prove cicliche è stato effettuato considerando per queste ultime la curva skeleton, ovvero la curva in termini di momento-rotazione ottenuta rappresentando solo i picchi di carico raggiunti ad ogni ciclo e le corrispondenti rotazioni. Dal confronto rappresentato nella Figura 9 è possibile notare che non vi è un incremento di resistenza nelle prove cicliche rispetto a quelle monotone, ma anzi le due curve si sovrappongono quasi perfettamente, tranne per il provino SHS 50x4, che ha mostrato una dissimmetria tra il quadrante positivo e negativo.

4 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono stati riassunti gli aspetti chiave riguardanti la campagna sperimentale condotta su sette sezioni scatolari in lega di alluminio 6060-T66 con il fine di valutarne il comportamento flessionale monotono e ciclico. Il confronto tra prove a flessione monotona a tre e quattro punti ha evidenziato che, per snellezze locali dei piatti b/t fino a circa 27, l'assenza di taglio comporta un incremento della capacità flessionale fino al 9% , mentre per sezioni più snelle la tendenza si inverte, seppur con dati ancora limitati. Le prove cicliche hanno mostrato un sostanziale accordo con la risposta monotona, senza apprezzabile incremento di resistenza dovuto all'incrudimento ciclico. I risultati mostrati in questo lavoro saranno ampliati con ulteriori prove sperimentali che andranno ad investigare il comportamento di altre sezioni scatolari e ad H. I risultati costituiranno così una base utile per future calibrazioni analitiche e numeriche.

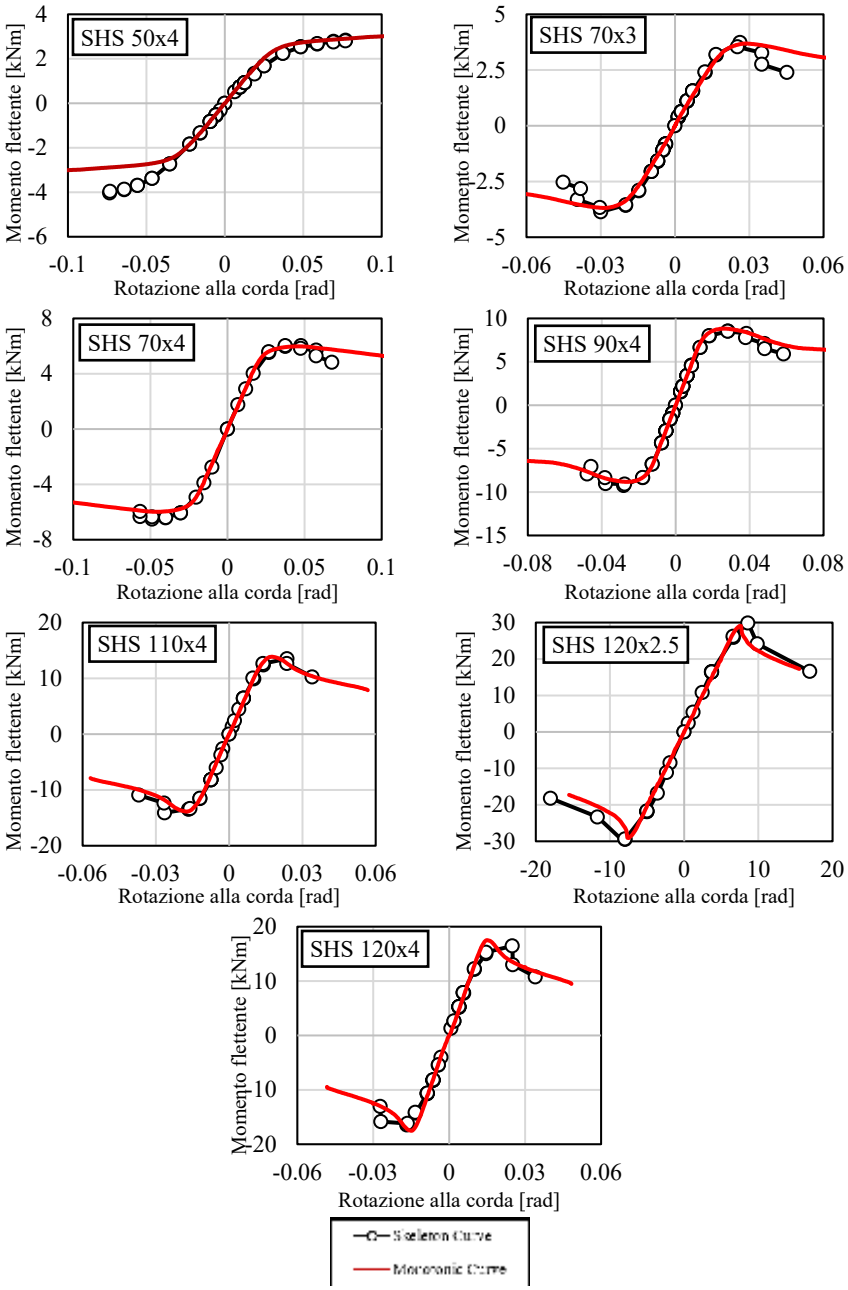


Fig. 9. Confronto tra skeleton curve e curve monotone.

REFERENCES

[1] Mazzolani F.M., Structural Application of Aluminium in Civil Engineering. Structural Engineering International (2006) ,16(4): 280-285.
[2] Mazzolani F. M., New Challenges for Aluminium Structures: An Introduction. // Structural engineering international, 4(2006).
[3] Mazzolani F. M., Aluminium Structures in Refurbishment: Case of the Real Ferdinando Bridge on Garigliano River. // Structural engineering international, 16, 4(2006), pp. 352 355.
[4] Dokšanović, Tihomir, et al., "Applications of aluminium alloys in civil engineering." Tehnički vjesnik, vol. 24, br. 5, 2017, str. 1609-1618.
[5] Efthymiou, E.; Cöcen, Ö.N., Ermolli, S.R. Sustainable Aluminium Systems. Sustainability 2010, 2, 3100-3109.
[6] Faella C., Mazzolani F.M., Piluso V., Rizzano G., "Local Buckling of Aluminium Members: Testing and Classification", Journal of Structural Engineering, 2000, 126, pp. 353-360.
[7] Su M.N., Young B., Gardner L., "Deformation-based design of aluminum alloy beams" Engineering Structures,2014, 80, pp. 339-349.
[8] Piluso V., Pisapia A., Rizzano G., "Local buckling of aluminium channels under uniform compression: Theoretical analysis and experimental tests", Thin-Walled Structures, 2022, 179, art.no. 10951.
[9] Piluso V., Pisapia A., Nastri E., Montuori R., "Ultimate resistance and rotation capacity of low yielding high hardening aluminium alloy beams under non-uniform bending", Thin-Walled Structures, 2019, 135, pp. 123-136.
[10] Nastri E., Piluso V., Pisapia A., "Numerical application of effective thickness approach to box aluminium sections", Journal of Composite Sciences, 2021, 5 (11), art.no. 291.
[11] Piluso V. & Pisapia A.: "Interactive Plastic Local Buckling of Box-shaped Aluminium Members under Uniform Compression", Thin-Walled Structures, 2021, 164, art.no. 107828.
[12] Su M.N., Young B., Gardner L.: "The continuous strength method for the design of aluminium alloy structural elements", Engineering Structures, 2016, 122, pp. 338-348.
[13] EN1999-1-1; Eurocode 9: Design of Aluminium Structures—Part 1-1: General Structural Rules. CEN: Brussels, Belgium, 2007
[14] Rai D.C., and Wallace B.J., Aluminium shear-links for enhanced seismic resistance. Earthquake Engng. Struct. Dyn., (1998) 27: 315-342.
[15] De Matteis G., Brando G. and Mazzolani F.M., Hysteretic behaviour of bracing-type pure aluminium shear panels by experimental tests. Earthquake Engng. Struct. Dyn., 40 (2011),: 1143-1162.
[16] prEN1998-1-1; 2022, Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1-1: General Rules and Seismic Action. CEN/TC250/SC8. CEN:Brussels, Belgium, 2022.

KEYWORDS

Aluminium alloy, bending test, cyclic test, SHS beams, Eurocode 9.

SOLAI LEGGERI A GRANDE LUCE IN ACCIAIO HSS BASATI SULL'IMPIEGO DI PROFILI TRAPEZOIDALI IN ACCIAIO FORMATO A FREDDO

LIGHTWEIGHT LONG SPAN DECKS BY HSS GRADES BASED ON THE USE OF COLD-FORMED STEEL TRAPEZOIDAL PROFILES

Emilie Dupont
CRM Group – AC&CS
Allée de l'Innovation, 1
4000 Liège
Belgium
emilie.dupont@crmgroup.be

Marina D'Antimo
ArcelorMittal Flat Carbon Europe
24–26 boulevard d'Avranches
1160 Luxembourg
Luxembourg
marina.dantimo@arcelormittal.com

Claudia Cofano
ArcelorMittal Global Research and Development
Verte Voie 49
4000 Liège (Sclessin)
Belgium
claudia.cofano@arcelormittal.com

ABSTRACT

Design demands evolve toward longer spans and reduced structural weight of steel decks. One promising avenue for enhancement lies in the adoption of high-strength steel grades, which enable thinner profiles while maintaining or improving load-bearing capacity. When combined with the use of low carbon-emission steel produced via electric arc furnace technology, this approach contributes to material and cost savings, and aligns with sustainability objectives.

This study is based on the use of cold-formed steel trapezoidal profiles, which offer favourable mechanical properties and efficient material usage. The results, based on equivalent bearing capacity as the reference, show that the use of S420GD grade leads to a weight reduction of 16% for profile 128mm high and 18% for profile 165mm high) The weight reduction directly implies a corresponding global warming potential decrease. Moreover, steel sheets which come from a low carbon-emission manufacturing route allows an additional CO2eq emissions reduction of about 50%. The research confirms the advantages of long span decking systems made of HSS to achieve

lightweight optimized designs, easy to handle and assembly, with lower environmental impact at a lower global cost.

SOMMARIO

Le esigenze progettuali evolvono verso luci maggiori e un peso strutturale ridotto degli impalcati in acciaio. Una soluzione promettente consiste nell'impiego di acciai ad alta resistenza, che consentono profili più sottili mantenendo o migliorando la capacità portante. In combinazione con acciaio a basse emissioni di carbonio prodotto mediante forno elettrico ad arco, questo approccio permette risparmi di materiale e di costo ed è coerente con gli obiettivi di sostenibilità. Lo studio considera profili trapezoidali in acciaio formati a freddo, caratterizzati da favorevoli proprietà meccaniche e da un uso efficiente del materiale. Assumendo come riferimento una capacità portante equivalente, i risultati mostrano che l'impiego dell'acciaio S420GD consente una riduzione di peso del 16% per il profilo alto 128 mm e del 18% per quello alto 165 mm. La riduzione di peso comporta una corrispondente diminuzione del potenziale di riscaldamento globale; inoltre, l'uso di lamiere provenienti da un processo produttivo a basse emissioni riduce ulteriormente le emissioni di CO2eq di circa il 50%. La ricerca conferma i vantaggi dei sistemi di copertura a grande luce in HSS: soluzioni leggere e ottimizzate, più facili da movimentare e assemblare, con minore impatto ambientale e costo globale inferiore.

1 INTRODUCTION

Steel roof decking systems (Fig. 1) are integral to the structural framework of modern commercial buildings, serving both as a load-bearing element and a substrate for roofing assemblies.

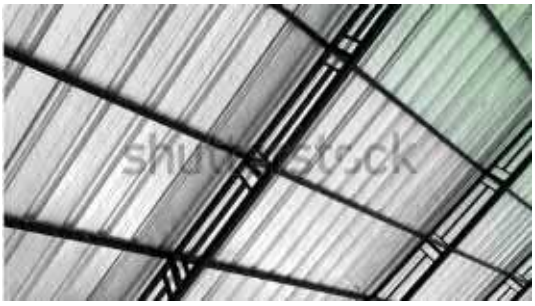


Fig. 1. Example of steel roof deck

These systems are predominantly fabricated from cold-formed steel profiles, which offer favourable mechanical properties and efficient material usage. The choice of trapezoidal profiles is based on their structural efficiency and compatibility with composite action in floor and roof systems.
In this study, the benefits of using metallic coated High Strength Steel (HSS) grade have been investigated considering profiles decks of 128mm & 165mm high, double span configuration under linear loading. For both trapezoidal profiles, the reference case is made of basic structural grade S280GD and the target material is a S420GD grade. Mechanical performance assessment has been carried out by analytical calculation according to the EC3 and the EN14782.
The contribution to material cost savings is based on an analytical investigation to quantify the effects of design optimization by employing higher-strength steel grades and reduced cross-sectional thicknesses. The further reduction in CO2eq emissions is based on recycled and renewably produced steel, manufactured in an electric arc furnace (EAF) using high levels of scrap and 100-

percent renewable electricity. Longer spans reduce the number of portal frames, increase open space and the in-use flexibility of buildings.

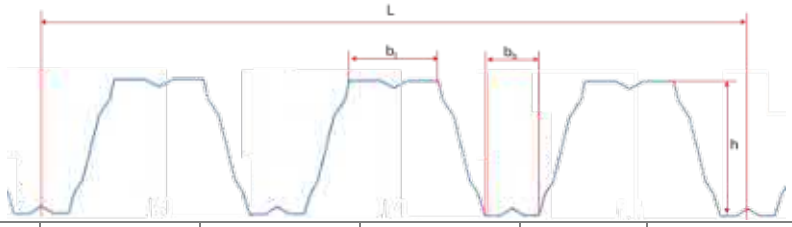
2 CASE STUDY

2.1 Standardization framework and Design criteria

The structural analysis and design of the trapezoidal steel roof deck profiles presented in this study were conducted in accordance with the European standards EN 1993-1-3:2024 [1] and EN 14782:2006 [2], which provide the regulatory framework for cold-formed steel structures and metal cladding products, respectively. EN 1993-1-3 is part of the Eurocode 3 suite and specifically addresses the design of cold-formed thin gauge members, including considerations for local buckling, effective cross-section properties, and load-bearing capacity. EN 14782 complements this by specifying requirements for self-supporting metal sheets used in roofing and wall cladding, including mechanical performance and durability criteria. The design methodology follows the principles of limit state design, distinguishing between ultimate limit states (ULS) and serviceability limit states (SLS). ULS criteria ensure structural safety under maximum expected loads, accounting for yielding, buckling, and failure mechanisms. SLS criteria, on the other hand, address the performance of the structure under normal service conditions, including deflection limits considerations. Applying these standards allows the study ensures that the proposed design optimisations—based on higher-strength steel grades and reduced thicknesses—are evaluated within a robust and codified framework, ensuring both safety and functional performance.

2.2 Profiles

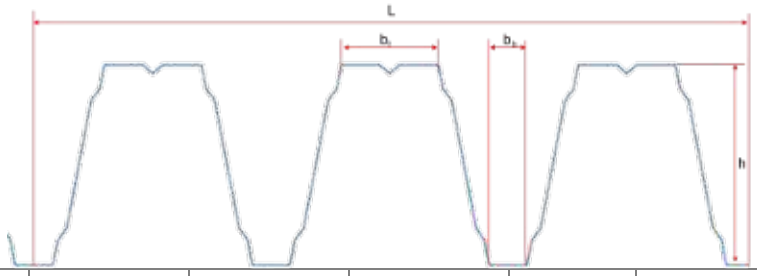
This study investigates two generic trapezoidal steel roof deck profiles with overall heights of 128 mm and 165 mm, respectively. The geometric characteristics of these profiles are summarized in Fig. 2 and Fig. 3.



Profile	L, mm	b_t, mm	b_b, mm	h, mm	Weight, kg/m²
128	960	120	74	128	12.1

Fig. 2. Geometrical properties of Profile 128

These configurations were selected based on their widespread use in commercial and industrial construction, representing typical solutions found in the market. Importantly, the profiles are not sourced from proprietary manufacturer catalogues but are instead defined using generalized dimensions. This approach ensures that the analysis remains independent and objective, avoiding bias linked to specific commercial products. By focusing on generic profiles, the study aims to produce results that are broadly applicable across various design contexts and manufacturing practices. This methodological choice enhances the relevance and transferability of the findings, particularly in the context of evaluating structural performance improvements through material optimization.



Profile	L, mm	b_t, mm	b_b, mm	h, mm	Weight, kg/m²
165	750	102	40	165	17.7

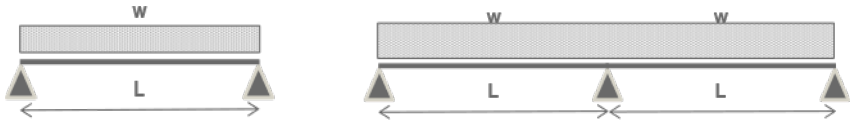
Fig. 3. Geometrical properties of Profile 165

2.3 Material properties

The structural assessment of the two trapezoidal steel deck profiles was performed using two steel grades: S280GD for the reference configuration and S420GD for the optimised case. Both grades belong to the family of galvanized steels defined in EN 10346:2015 [3], which specifies requirements for continuously hot-dip coated flat steel products intended for cold forming applications. The "GD" designation indicates suitability for forming and structural use, with S280GD offering a minimum yield strength of 280 MPa and S420GD providing enhanced mechanical performance with a minimum yield strength of 420 MPa. Importantly, both grades are explicitly listed in Table 5.2 of EN 1993-1-3:2024, confirming their full compliance with Eurocode design standards for cold-formed structural elements.

2.4 Layout

The configuration selected for this study is based on the comparative structural behaviour of trapezoidal steel decking under single-span and double-span conditions, as illustrated in Fig. 4. To simulate realistic loading scenarios, a uniform linear load is applied across the deck surface, representing typical distributed loads encountered in roofing applications. The analysis highlights that in single-span systems (Fig. 5), deflection governs the design, and the use of HSS offers limited structural benefit when the span length remains below a critical threshold (L = L_limit). In contrast, double-span configurations (Fig. 6) are governed by a combination of resistance and bending moment in the central span, where the mechanical advantages of HSS become more pronounced.



(a) (b)

Fig. 4. Metal deck layouts: single-span (a) and double-span (b)

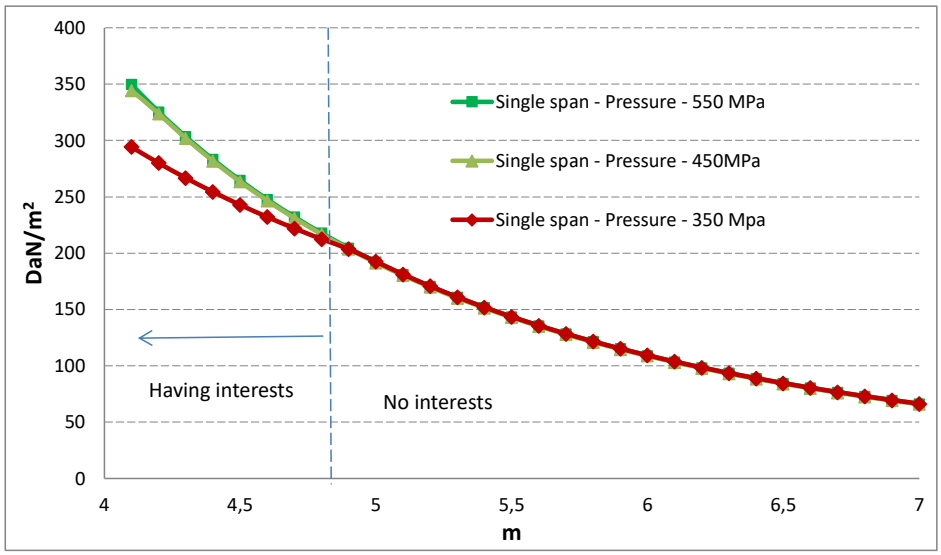


Fig. 5. Limitation of HSS use in single-span configuration

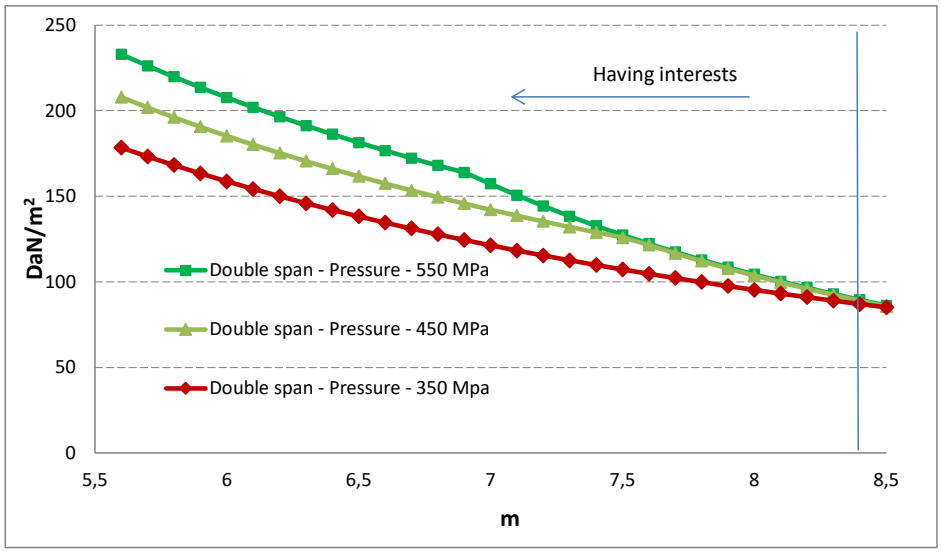


Fig. 6. Limitation of HSS use in double-span configuration

This distinction justifies the focus on double-span arrangements in the present study, as they provide a more relevant framework for assessing the impact of higher-strength steel grades on structural performance.

3 STRUCTURAL OPTIMIZATION

3.1 Mechanical behaviour

This section presents the details of the analytical optimization of metal roof decking systems through the adoption of high-strength steel, specifically grade S420GD, as a replacement for the conventional S280GD. The optimization strategy is predicated on achieving equivalent bearing capacity to the reference solution, thereby ensuring that the structural performance remains uncompromised. A parametric analysis is employed to explore the influence of two key design variables: the thickness of the cross-sectional profile and the span length. By systematically varying these parameters, the analysis identifies optimal configurations that replicate the mechanical performance of the baseline design while capitalizing on the superior yield strength of S420GD. Notably, the optimised solution achieves the target bearing capacity with a reduced cross-sectional thickness compared to the reference, resulting in a significant reduction in structural weight.
Two distinct cases are examined. The first case involves Profile 128, where the reference solution is made of S280GD with a thickness of 0.98 mm. The optimized configuration uses S420GD with a reduced thickness of 0.82 mm. The performance comparison, illustrated through a graph of DaN/m² versus span length (Fig. 7), shows that the S420GD profile achieves equivalent structural performance for spans up to 7.6 meters. Beyond this limit, deformation becomes the governing design criterion.

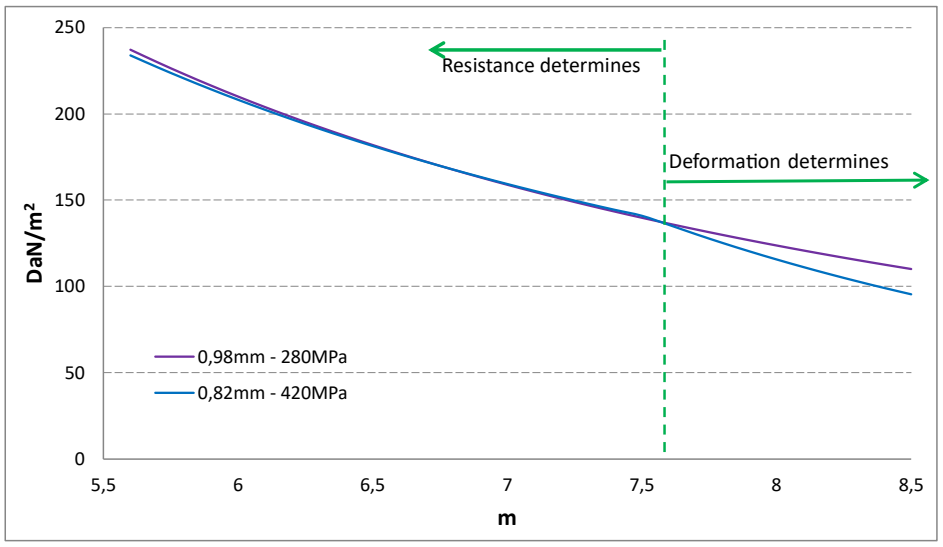


Fig. 7. Metal deck Profile 128 optimization

The second case considers Profile 165 in a double-span configuration. Here, the reference profile is made of S280GD with a thickness of 1.13 mm, while the optimized solution uses S420GD with a reduced thickness of 0.93 mm. The corresponding performance graph (Fig. 8) indicates that the S420GD profile matches the reference behaviour for spans up to 9.6 meters, with deformation again becoming dominant beyond this threshold.

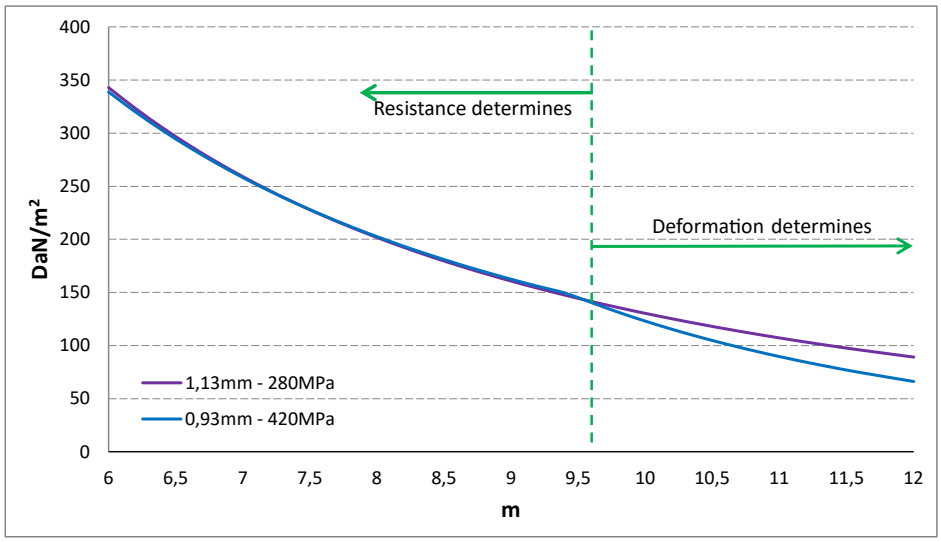


Fig. 8. Metal deck Profile 165 optimization

To quantitatively highlight the benefits of using high-strength steel in the optimised designs, a summary table (Table 1) is provided comparing the weight reduction achieved in each case.

Table 1. Weight reduction of optimized deck in S420GD

Profile, Grade	Thickness, mm	Weight reduction, %
128, S280GD	0.98	16%
128, S420GD	0.82	
165, S280GD	1.13	18%
165, S420GD	0.93	

The table reports the percentage decrease in material thickness between the reference profiles made of S280GD and the optimized profiles made of S420GD. These reductions directly translate into lighter structural components while maintaining equivalent performance, demonstrating the efficiency of the proposed optimization strategy.

3.2 Costs analysis

In addition to the structural and weight optimization, a cost comparison was performed to evaluate the economic impact of using high-strength steel in the optimized designs. Since the manufacturing process is assumed to remain unchanged between the reference and optimized solutions, the analysis focuses solely on the cost of raw materials. Price data recorded in April 2025 was used to assess the material cost for both steel grades—S280GD and S420GD—corresponding to the respective thicknesses of each profile. The results are summarized in Table 2 that presents the percentage reduction in material cost for each optimized configuration.

Table 2. Cost reduction of optimized deck in S420GD

Profile, Grade	Thickness, mm	Cost reduction, %
128, S280GD	0.98	13%
128, S420GD	0.82	
165, S280GD	1.13	15%
165, S420GD	0.93	

This comparison highlights the potential for not only structural efficiency but also economic savings through the adoption of high-strength steel in roof decking applications.

3.3 Sustainability concerns

In the context of increasing environmental awareness and regulatory pressure, sustainability assessment has become a fundamental aspect of building design and material selection. Architects and engineers are progressively adopting sustainable design principles and life cycle thinking to minimize the environmental footprint of construction projects. This shift reflects a broader transformation in the building industry, where environmental performance is now considered alongside structural and economic criteria.

A key tool in this transformation is Life Cycle Assessment (LCA), a standardised method used to evaluate the environmental impacts of a product throughout its entire life cycle—from raw material extraction to end-of-life disposal. In this study, the LCA focuses on two critical stages: Phase A (Product and Construction Process Stage) and Phase C (End-of-Life Stage), which together capture the emissions associated with material production and disposal. These phases are particularly relevant for steel products, where the manufacturing route and recyclability significantly influence the overall environmental impact.

Steel production methods play a crucial role in this context [4]. The traditional Blast Furnace–Basic Oxygen Furnace (BF-BOF) route relies on iron ore and coke, resulting in high energy consumption and significant CO_2 emissions. In contrast, the Electric Arc Furnace (EAF) process uses electricity—ideally from renewable sources—to melt scrap steel or direct reduced iron (DRI), drastically reducing emissions. When powered by green energy and using recycled materials, EAF steel can emit up to 70% less CO_2 than BF steel, making it a key enabler of low-carbon construction. Steel producers are advancing this transition through initiatives aiming for net-zero emissions in the future [5].

To evaluate the environmental impact of the proposed optimization, a comparative analysis of CO_2-equivalent emissions was conducted for both reference and optimized solutions of Profile 128 and Profile 165. The assessment is based on Environmental Product Declarations (EPDs) [6] published by ArcelorMittal [7], which provide transparent and independently verified data. The results show that for Profile 128, switching from S280GD (0.98 mm) to S420GD (0.82 mm) results in a 16% reduction in global warming potential (GWP), while using S420GD produced via EAF leads to a 70% reduction (Fig. 9). Similarly, for Profile 165, the transition from S280GD (1.13 mm) to S420GD (0.93 mm) yields an 18% reduction, and the use of EAF-produced steel further improves it to 71% (Fig. 10).

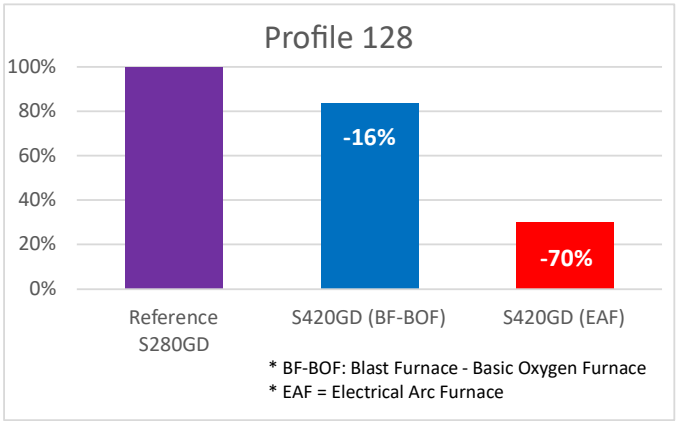


Fig. 9. GWP results for the Profile 128

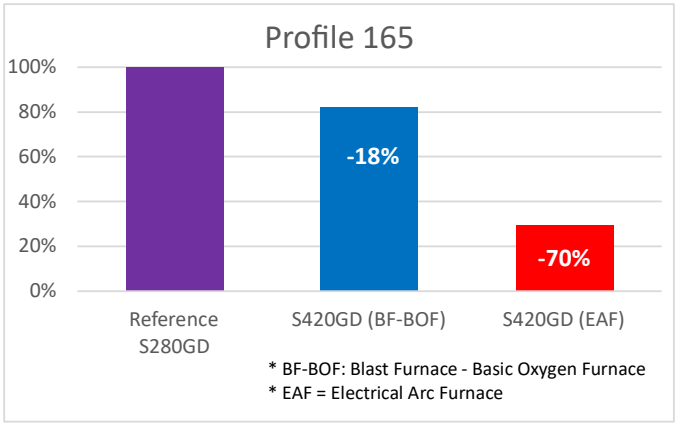


Fig. 10. GWP results for the Profile 165

This analysis reinforces the triple benefit of the proposed optimization strategy: enhancing structural performance, reducing costs, and significantly lowering the environmental impact of steel components in roofing systems.

4 CONCLUSIONS

This study has demonstrated the technical, economic, and environmental advantages of optimsing long-span steel roof decking systems through the use of high-strength steel grades. By analytically assessing two generic trapezoidal profiles—Profile 128 and Profile 165—under double-span configurations and linear loading, the research confirms that substituting conventional S280GD steel with S420GD enables significant reductions in material thickness while maintaining equivalent structural performance. Specifically, the optimised designs achieved weight reductions of 16% and 18% for Profile 128 and Profile 165, respectively, within defined span limits. These reductions translate directly into lighter structural components, facilitating easier handling and installation, and contributing to lower embodied carbon.

The cost analysis, based on material prices recorded in April 2025, further supports the viability of the proposed optimisation strategy. Assuming identical manufacturing processes for both reference and optimised solutions, the analysis focused solely on raw material costs. The results indicate a cost reduction of approximately 13% for Profile 128 and 15% for Profile 165, demonstrating that the adoption of high-strength steel not only improves structural efficiency but also yields tangible economic benefits.

From a sustainability perspective, the Life Cycle Assessment focused on Phases A and C of EN15804, capturing the impacts of production and end-of-life disposal. The results underscore the environmental benefit of using steel produced via Electric Arc Furnace technology, which, when combined with high-strength grades, leads to a reduction in global warming potential of up to 70–71% compared to the reference solutions. These findings are based on verified Environmental Product Declarations and reflect the growing importance of low-emission steel in achieving climate targets. Steel remains a key material in the construction industry due to its favorable mechanical properties, including high strength, durability, and ductility, combined with its capacity to be infinitely recyclable without significant loss of performance. These inherent characteristics further reinforce the value of steel as a sustainable and versatile solution for modern building applications.

Overall, the integration of advanced steel grades, efficient design methodologies, and low-emission production routes offers a compelling pathway toward more sustainable and cost-effective roofing systems. The findings of this study provide a robust foundation for future developments in lightweight steel construction and support the broader adoption of life cycle thinking and sustainable design practices in the building industry.

REFERENCES

[1] EN 1993-1-3:2024 “Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: Cold-formed members and sheeting”
[2] EN 14782:2006 “Self-supporting metal sheet for roofing, external cladding and internal lining - Product specification and requirements”
[3] EN 10346:2015 “Continuously hot-dip coated steel flat products for cold forming - Technical delivery conditions”
[4] https://worldsteel.org/other-topics/raw-materials/
[5] EUROFER “Steel, the Backbone of Sustainability in Europe”, https://www.eurofer.eu/publications/brochures-booklets-and-factsheets/steel-the-backbone-of-sustainability-in-europe
[6] EN 15804:2012+A2:2019/AC:2021 “Sustainability of construction works - Environmental product declarations - Core rules for the product category of construction products”
[7] https://industry.arcelormittal.com/sustainability/sustainable-steel/EPDs

KEYWORDS

Long Span Decking; High Strength Steel; Structural Optimization; LCA

SOSTENIBILITA' E RIUSO

SUSTAINABILITY AND REUSE

SOLAI POST-TESI SMONTABILI PER LA PROGETTAZIONE ORIENTATA AL DISASSEMBLAGGIO: VALUTAZIONE NUMERICA E ANALITICA

DEMOUNTABLE POST-TENSIONED COMPOSITE FLOORS FOR DESIGN-FOR-DISASSEMBLY: NUMERICAL AND ANALYTICAL ASSESSMENT

Ankhiparna Guha, Facundo Idiart,
Sabatino Di Benedetto, Massimo Latour,
Gianvittorio Rizzano
University of Salerno
Department of Civil Engineering
via Giovanni Paolo II, 132, Fisciano, Italy, 84084,
aguha@unisa.it, f.idiart@studenti.unisa.it, sdibenedetto@unisa.it, mlatour@unisa.it,
g.rizzano@unisa.it

Antonella Bianca Francavilla
Pegaso University
antonellabianca.francavilla@unipegaso.it

Fabio Freddi
University College London
f.freddi@ucl.ac.uk

ABSTRACT

The construction industry is a significant contributor to global solid waste generation, largely due to conventional building practices that hinder cost-effective material recovery and reuse. On the contrary, demountable floor systems have gained attention as a sustainable alternative, offering enhanced building flexibility, adaptability and the potential to add or remove structural components without complete demolition. Another problem is the way to connect the concrete floor system to steel beams in order to create beams that have a composite behaviour.

This considered, the present study investigates the suitability of a demountable post-tensioned (PT) floor system as a viable solution for promoting design-for-disassembly by introducing a design philosophy and investigating the response in order to check its reusability. Numerical simulations are provided together with theoretical formulations to define the behaviour of the proposed concrete floor solution. Additionally, attention is provided on the way to connect the demountable floor to the steel beams by means of special connectors installed into steel channels embedded at the bottom face of the concrete modules.

The findings highlight the potential of demountable PT floor systems to bridge the gap between structural efficiency and circular economy principles in construction industry which will help in

advancing sustainable construction practices by reducing demolition waste, extending the service life of structural components and enabling adaptable building solutions.

SOMMARIO

L'industria delle costruzioni contribuisce in modo significativo alla produzione globale di rifiuti solidi, principalmente a causa delle pratiche edilizie convenzionali che ostacolano il recupero e il riutilizzo dei materiali in modo economicamente conveniente. Al contrario, i sistemi di solaio smontabili hanno suscitato crescente interesse come alternativa sostenibile, poiché offrono una maggiore flessibilità e adattabilità, oltre alla possibilità di aggiungere o rimuovere componenti strutturali senza ricorrere alla demolizione completa. Un ulteriore aspetto critico riguarda il collegamento tra il sistema di solaio in calcestruzzo e le travi in acciaio, necessario per ottenere travi con comportamento composito.

Alla luce di queste considerazioni, il presente studio analizza l'idoneità di un sistema di solaio smontabile post-teso come soluzione efficace per promuovere la progettazione orientata al disassemblaggio. A tal fine, viene introdotta una specifica filosofia progettuale e viene studiata la risposta del sistema, con l'obiettivo di valutarne la riutilizzabilità. Sono inoltre presentate simulazioni numeriche, insieme a formulazioni teoriche, per descrivere il comportamento della soluzione di solaio proposta. Particolare attenzione è inoltre rivolta alle modalità di collegamento tra il solaio smontabile e le travi in acciaio, mediante l'impiego di speciali connettori installati all'interno di guide in acciaio annegate nella faccia inferiore dei moduli in calcestruzzo.

I risultati evidenziano il potenziale dei sistemi di solaio smontabili post-tesi nel colmare il divario tra efficienza strutturale e principi dell'economia circolare nel settore delle costruzioni. Tali sistemi possono contribuire allo sviluppo di pratiche costruttive più sostenibili, riducendo i rifiuti da demolizione, prolungando la vita utile dei componenti strutturali e consentendo soluzioni edilizie adattabili.

1 INTRODUZIONE

I solai composti acciaio-calcestruzzo rappresentano una soluzione comunemente adottata negli edifici multipiano in acciaio, poiché consentono di ottenere un favorevole equilibrio tra prestazioni strutturali ed economicità costruttiva. La loro efficienza è legata al contributo combinato dell'acciaio a trazione e del calcestruzzo a compressione, che permette di realizzare sistemi caratterizzati da elevata rigidezza e capacità portante. Nonostante tali vantaggi, le soluzioni tradizionali di solaio composto risultano scarsamente coerenti con i principi della costruzione circolare. Nella pratica convenzionale, la soletta in calcestruzzo viene gettata in opera e collegata in modo permanente alle travi in acciaio mediante pioli saldati [1]. Ciò dà luogo a un sistema strutturale integrato, efficace durante la vita utile, ma che richiede procedure distruttive per essere smontato. Di conseguenza, componenti che potrebbero ancora possedere una significativa capacità strutturale residua vengono spesso scartati, riducendo così le opportunità di riuso e aumentando sia il consumo di materiali sia gli impatti ambientali [2, 3].

Tali criticità hanno determinato un crescente interesse della ricerca verso sistemi di solaio reversibili, concepiti secondo strategie di progettazione circolare. In questa prospettiva, il riuso diretto assume particolare rilevanza, poiché consente di conservare sia il valore incorporato sia la capacità funzionale dei componenti strutturali in modo più efficace rispetto al riciclo dei materiali [2]. Numerosi studi hanno pertanto esaminato sistemi di solaio composto smontabili. Kiraly et al. [4] hanno mostrato, mediante prove sperimentali in scala reale, che lo smontaggio del solaio e il successivo riassemblaggio possono essere ottenuti quando la risposta del sistema rimane elastica sotto i carichi di esercizio. Ernst [5] ha analizzato i meccanismi di trasferimento delle forze che governano i solai composti, fornendo indicazioni sul ruolo svolto dai connettori a taglio. Ulteriori indagini hanno

riguardato tecnologie di connessione a taglio rimovibili, tra cui solette prefabbricate dotate di connettori bullonati pretensionati smontabili [6] e connettori a taglio bullonati ad attrito ad alta resistenza, per i quali Liu et al. [7] hanno sviluppato formulazioni predittive sia per la resistenza ultima sia per il comportamento carico-scorrimento.
Tuttavia, la reversibilità di un solaio composto non può essere garantita dai soli connettori rimovibili tra trave e soletta. Affinché il riuso sia praticabile, il solaio deve anche poter essere separato in elementi sufficientemente piccoli e agevoli da movimentare, trasportare, ispezionare e reinstallare. Tale requisito non è facilmente soddisfatto dalle solette monolitiche, anche quando vengono adottati connettori a taglio rimovibili. Di conseguenza, i sistemi di solaio modulari hanno attirato crescente attenzione. Ataei [8] ha proposto una soluzione di solaio smontabile basata su moduli prefabbricati in calcestruzzo collegati alle travi in acciaio mediante dispositivi bullonati, evidenziando che un'adeguata interazione tra moduli adiacenti è essenziale per ottenere il comportamento a diaframma. Guo et al. [9] hanno affrontato lo stesso tema sviluppando connettori a taglio smontabili per diaframmi prefabbricati, insieme a dispositivi aggiuntivi destinati al trasferimento delle azioni flessionali. Tuttavia, questi studi indicano anche che diversi sistemi modulari reversibili dipendono da componenti appositamente progettati, con conseguente aumento della complessità costruttiva e del costo complessivo.
La post-tensione rappresenta un'ulteriore soluzione per migliorare la continuità tra moduli prefabbricati, mantenendo al contempo la possibilità di un assemblaggio reversibile. In questo contesto, Zani et al. [10] hanno sviluppato un solaio prefabbricato post-teso smontabile, nel quale il sistema di precompressione garantisce sia la continuità sia il comportamento a diaframma. Tuttavia, l'applicazione di tale soluzione ai solai composti richiede anche un collegamento smontabile affidabile tra i moduli in calcestruzzo e le travi in acciaio di supporto.
In questo ambito, il progetto RFCS TIMELESS, "Technologies for Immutable Multi-hazard rEversibLE Steel Structures", mira a sviluppare sistemi di solaio composto smontabili coerenti con i principi della progettazione orientata al disassemblaggio. La soluzione esaminata in questo studio è costituita da pannelli modulari prefabbricati in calcestruzzo assemblati mediante barre post-tese, consentendo al solaio di essere sia montato sia smontato attraverso operazioni reversibili. Rispetto al sistema di Zani et al. [10], la soluzione proposta introduce due principali innovazioni. In primo luogo, la post-tensione è applicata lungo entrambe le direzioni principali del solaio. In secondo luogo, guide in acciaio sono annegate nella superficie inferiore dei moduli in calcestruzzo, fornendo punti di ancoraggio per connettori smontabili che collegano il solaio alle travi in acciaio di supporto. L'obiettivo di questo studio è quindi analizzare il solaio proposto valutando se il suo comportamento sia coerente con la risposta teorica attesa. A tal fine, il lavoro presenta un'indagine numerica preliminare finalizzata a supportare la progettazione di una futura campagna sperimentale su solai modulari post-tesi soggetti a flessione. Le analisi numeriche sono inoltre utilizzate per individuare possibili aspetti critici che potrebbero emergere durante l'esecuzione delle prove.

2 SISTEMA DI SOLAIO SMONTABILE

2.1 Descrizione del sistema

La soluzione di solaio investigata è costituita da elementi prefabbricati in calcestruzzo armato, disposti secondo una configurazione modulare regolare e collegati mediante barre post-tese, con l'obiettivo di garantire la continuità a livello di impalcato (Fig. 1). Il sistema è concepito per consentire una rapida installazione, adeguate prestazioni strutturali in condizioni di esercizio e il successivo smontaggio al termine della vita utile. Inoltre, la soluzione mira a garantire un trasferimento affidabile delle azioni tra gli elementi, a consentire l'interazione con gli elementi in acciaio di supporto e a rimanere adatta a diverse configurazioni di luce e di pianta.

Gli elementi prefabbricati hanno uno spessore nominale di 120 mm (Fig. 2). Le loro dimensioni in pianta seguono una regola modulare standardizzata, essendo definite come multipli di 600 mm in entrambe le direzioni ortogonali. Questa regolarità dimensionale semplifica la produzione in stabilimento, il trasporto e le operazioni in cantiere, aumentando al contempo la possibilità di adattare il sistema a schemi strutturali alternativi e a future applicazioni di riuso. La post-tensione è introdotta lungo le due direzioni principali del solaio. Per il modulo di riferimento di dimensioni pari a 600 × 1200 mm, sono previste quattro barre di precompressione in ciascuna direzione (Fig. 2). È inoltre prevista un'armatura lenta longitudinale e trasversale, al fine di soddisfare i requisiti di resistenza locale e contribuire alla resistenza flessionale degli elementi. Il trasferimento delle forze di taglio tra moduli adiacenti è garantito da chiavi di taglio disposte sulle facce anteriore e posteriore dei moduli, che consentono la trasmissione delle azioni nel piano e favoriscono lo sviluppo del comportamento a diaframma.

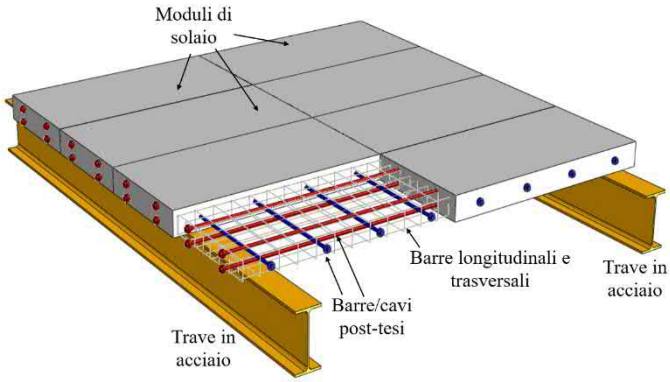


Fig. 1. Rappresentazione tridimensionale del sistema di solaio

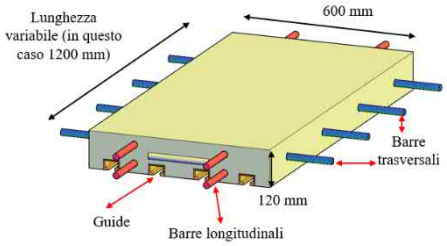


Fig. 2. Vista 3D di un modulo di solaio

Poiché la soluzione proposta si basa sulla post-tensione, si assume che i moduli siano realizzati utilizzando calcestruzzo ad alta resistenza; la classe minima raccomandata è C40/50.
Ciascun modulo comprende calcestruzzo, armature ordinarie, elementi di precompressione costituiti da barre o trefoli post-tesi e guide in acciaio posizionate in corrispondenza della superficie inferiore. Le guide annegate nel calcestruzzo rappresentano zone di ancoraggio per i connettori meccanici rimovibili impiegati per collegare i moduli in calcestruzzo alle flange delle travi in acciaio di supporto. Tale configurazione consente di ottenere un'azione composta acciaio-calcestruzzo senza impedire il futuro smontaggio del sistema. A seconda del dettaglio di connessione adottato, le guide possono essere costituite da profili formati a freddo oppure laminati a caldo. Bulloni ad alta resistenza o dadi scorrevoli vengono inseriti nelle guide, consentendo di regolare la

posizione del connettore durante l'assemblaggio. La Fig. 3 mostra le tre tipologie di connettori smontabili investigate nell'ambito del progetto TIMELESS.

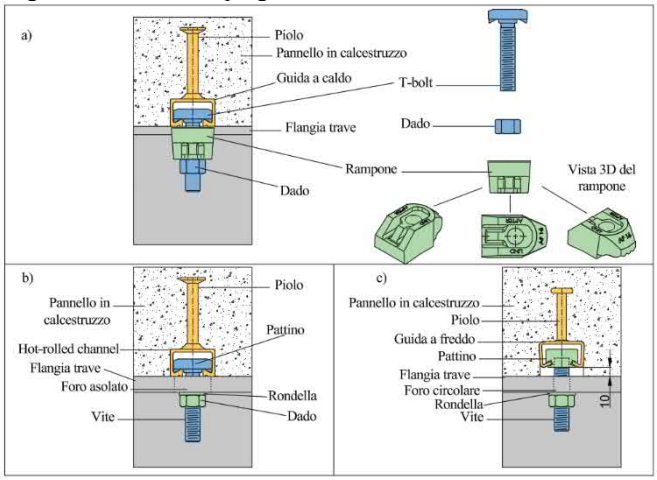
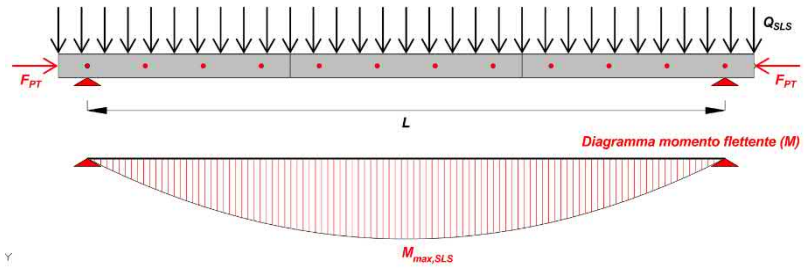


Fig. 3. Dettagli di possibili connettori

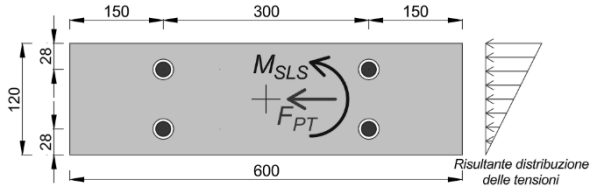
La prima soluzione è la configurazione con rampone (Fig. 3a). In questa disposizione, il modulo in calcestruzzo è collegato alla trave in acciaio mediante un bullone a T inserito in una guida laminata a caldo. Il rampone è posizionato tra il dado, la flangia della trave e il modulo in calcestruzzo, e il bullone viene serrato in modo da introdurre un precarico assegnato. L'interazione acciaio-calcestruzzo è quindi garantita principalmente dall'attrito all'interfaccia, generato dalla forza di serraggio. In questo caso, le guide laminate a caldo sono preferibili perché sufficientemente rigide da sostenere il precarico con deformazioni locali limitate, mentre le guide formate a freddo possono essere più sensibili alla deformazione dei bordi. Poiché il collegamento non richiede forature, tagli o modifiche permanenti della trave in acciaio, sia la trave sia il modulo in calcestruzzo possono rimanere integri e potenzialmente riutilizzabili.
La seconda soluzione è la configurazione che lavora ad attrito (Fig. 3b). In questo caso, il collegamento è realizzato mediante assiemi di bulloni ad alta resistenza con dadi scorrevoli (o pattini) inseriti in guide laminate a caldo. Le viti attraversano fori asolati nella flangia in acciaio e vengono serrate fino a raggiungere un precarico specificato. Il trasferimento del taglio è governato dall'attrito e dallo scorrimento controllato all'interno dei fori asolati. Una volta raggiunta la resistenza allo scorrimento, si verifica un movimento relativo tra la trave e il modulo in calcestruzzo, che limita la forza di taglio trasmessa e garantisce al contempo una risposta duttile.
La terza soluzione è una configurazione bullonata (Fig. 3c). Questa disposizione richiede fori circolari nella flangia in acciaio, invece di fori asolati. Viene adottato un dado scorrevole in combinazione con guide formate a freddo. In questo caso, la resistenza non è governata dall'attrito, ma dall'attivazione delle viti a taglio. Per migliorare la duttilità, viene introdotto un gioco di 10 mm tra la flangia in acciaio e la guida, consentendo uno spostamento controllato.
Nel complesso, il sistema proposto integra moduli prefabbricati in calcestruzzo, post-tensione bidirezionale e collegamenti meccanici rimovibili alle travi in acciaio.

2.2 Filosofia di progetto

L'approccio progettuale adottato in questo lavoro è concepito per mantenere i moduli in calcestruzzo quanto più possibile integri, incrementandone così l'idoneità al futuro riuso e riducendo la necessità di operazioni distruttive al termine della vita utile della struttura. Per questo motivo, lo schiacciamento del calcestruzzo allo Stato Limite Ultimo (SLU) dovrebbe essere mantenuto entro livelli limitati, mentre le tensioni di trazione dovrebbero essere evitate nelle condizioni di carico allo Stato Limite di Esercizio (SLE). Tale requisito è particolarmente importante per prevenire l'apertura delle interfacce tra moduli adiacenti. Questa condizione è governata dalla forza iniziale di precompressione introdotta nelle barre di post-tensione (PT).
Nella configurazione di solaio considerata nel presente studio, i moduli in calcestruzzo sono disposti tra travi secondarie in acciaio poste a un interasse assegnato. Una striscia rappresentativa del sistema è illustrata in Fig. 4a. Per mantenere la formulazione semplice e fornire una stima cautelativa, ciascuna campata è modellata come semplicemente appoggiata; tale scelta conduce al massimo momento flettente positivo e, di conseguenza, a una valutazione cautelativa della forza di precompressione necessaria per evitare tensioni di trazione in esercizio. La forza iniziale di post-tensione è definita in modo che la sezione in calcestruzzo rimanga interamente compressa allo SLE (Fig. 4b). In questa condizione, le tensioni di trazione al lembo inferiore sono limitate, riducendo la probabilità di fessurazione dei moduli.



a) Schema statico



(b) Diagramma di tensioni nella sezione di calcestruzzo allo stato limite di servizio

Fig. 4. Comportamento meccanico

Di conseguenza, la forza totale di precompressione richiesta per unità di larghezza del modulo può essere stimata come $F_{PT}=M_{SLS}A/W$, dove F_{PT} indica la forza totale trasferita alla sezione dalle barre o dai trefoli post-tesi, tenendo conto delle perdite di precompressione associate all'accorciamento elastico, al ritiro viscoso del calcestruzzo e al rilassamento dell'acciaio; A è l'area della sezione trasversale in calcestruzzo; M_{SLS} è il massimo momento flettente associato alla combinazione di carico allo SLE; W è il modulo elastico della sezione in calcestruzzo.
Dopo aver valutato la forza totale di precompressione richiesta per la sezione, tale forza viene assegnata alle singole barre di post-tensione in funzione della loro disposizione all'interno del

modulo. Nella configurazione analizzata in questo studio, sono previste quattro barre di post-tensione lungo la direzione longitudinale di ciascun modulo.
Nel modello numerico proposto si è scelto di non modellare esplicitamente le guide, poiché il loro contributo alla risposta strutturale globale è ritenuto limitato. Infatti, l'incremento di rigidezza associato alla presenza dei profili metallici risulta in larga misura compensato dalla corrispondente riduzione del volume di calcestruzzo nella stessa zona.

3 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

La valutazione delle prestazioni strutturali del sistema di solaio proposto richiederà, in una fase successiva, l'esecuzione di prove di laboratorio. Tuttavia, prima di condurre la campagna sperimentale, sono state eseguite analisi agli elementi finiti al fine di ottenere una previsione iniziale della risposta del sistema ed individuare possibili criticità.
Il programma prevede di concentrarsi su un provino costituito da una singola striscia di moduli in calcestruzzo testata in condizioni di flessione su quattro punti (Fig. 5). La striscia ha una luce di 3 m ed è composta da tre moduli, ciascuno lungo 1,2 m. I due carichi applicati sono posizionati a 750 mm dagli appoggi. Le analisi numeriche sono state sviluppate preliminarmente per supportare la preparazione delle prove. I risultati di tali simulazioni sono presentati nella sezione successiva, mentre la presente sezione descrive la modellazione e le ipotesi adottate.

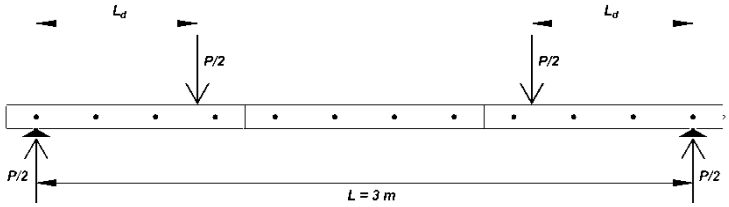


Fig. 5. Setup di prova

Le analisi agli elementi finiti sono state sviluppate in ABAQUS [11]. In virtù della simmetria del sistema rispetto al piano medio longitudinale, è stata rappresentata esplicitamente solo una metà della striscia di solaio, riducendo così il costo computazionale. Il modello riproduce una striscia semplicemente appoggiata lunga 3 m. Sono state considerate due rappresentazioni: una configurazione modulare composta da tre elementi in calcestruzzo, ciascuno di dimensioni pari a 0,6 m × 1,2 m, e una soletta continua equivalente di lunghezza complessiva pari a 3,6 m. In entrambe le configurazioni, lo spessore della soletta è pari a 120 mm.
Il calcestruzzo, assunto appartenente alla classe di resistenza C40/50, è stato simulato mediante il modello Concrete Damage Plasticity. I parametri costitutivi sono stati desunti da Hafezolghorani et al. [12]. L'armatura ordinaria, prevista sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale, è stata modellata come acciaio con modulo elastico pari a 206 GPa e con una legge tensione-deformazione elastoplastica comprensiva di incrudimento. Le tensioni di snervamento e ultima sono state assunte rispettivamente pari a 450 MPa e 550 MPa, con il raggiungimento della tensione ultima in corrispondenza di una deformazione plastica del 5.8%. La precompressione è stata introdotta mediante quattro barre di post-tensione disposte lungo la direzione longitudinale dei moduli, mentre la precompressione trasversale non è stata inclusa nella presente fase dello studio. Il sistema di post-tensione selezionato è costituito da barre filettate Ø16 GEWI 500B, con modulo elastico pari a 210 GPa, tensione di snervamento pari a 500 MPa, tensione ultima pari a 550 MPa e deformazione plastica ultima pari a 0.069. La loro risposta è stata descritta mediante una legge costitutiva bilineare con incrudimento post-snervamento.

Sono state analizzate due diverse configurazioni. Il Caso 1 rappresenta il sistema modulare, costituito da tre elementi prefabbricati di lunghezza pari a 1,2 m ciascuno. Il Caso 2 corrisponde a una soletta monolitica equivalente in calcestruzzo armato precompresso, con lunghezza complessiva pari a 3,6 m. Tale confronto è stato introdotto per quantificare gli effetti della modularizzazione sulla risposta strutturale globale, sul trasferimento delle azioni tra i componenti e sul possibile riuso degli elementi. In entrambi i casi, alle barre di post-tensione è stata assegnata la stessa forza iniziale, pari a 78 kN. Questo valore è stato ottenuto seguendo la procedura progettuale descritta nella Sezione 2.2. Il precarico applicato corrisponde al valore dopo le perdite di precompressione a lungo termine. Tale scelta assicura che la forza residua di precompressione rimanga sufficiente a soddisfare i criteri di esercizio prescritti anche dopo il verificarsi di tali perdite. Di conseguenza, l'evoluzione temporale delle perdite di precompressione non è stata simulata esplicitamente nel modello agli elementi finiti. Le analisi sono finalizzate a riprodurre le prove di laboratorio in programma presso l'Università di Salerno, per le quali non si prevede lo sviluppo di perdite a lungo termine. Al contrario, nell'analisi di una soletta destinata all'impiego in un edificio reale, le perdite di precompressione dovranno essere considerate. In un modello agli elementi finiti, ciò può essere ottenuto applicando le forze di precarico nelle barre di post-tensione dopo aver scontato le perdite attese.
I moduli in calcestruzzo e le barre di post-tensione sono stati discretizzati utilizzando elementi solidi C3D8R a otto nodi ad integrazione ridotta. L'armatura lenta è stata rappresentata mediante elementi truss T3D2. Per il calcestruzzo e le barre di precompressione è stata adottata una dimensione di mesh pari a 25 mm, mentre per l'armatura lenta è stata utilizzata una mesh di 50 mm.
Il contatto tra moduli in calcestruzzo adiacenti e tra le barre di post-tensione e il calcestruzzo circostante è stato definito mediante una formulazione surface-to-surface. Nella direzione normale è stata adottata una condizione di hard contact. Nella direzione tangenziale, l'interazione è stata descritta mediante una legge di attrito penalty-based, con un coefficiente di attrito pari a 0.35, utilizzato sia per le interfacce calcestruzzo-calcestruzzo sia per quelle calcestruzzo-acciaio. L'aderenza tra armatura convenzionale e calcestruzzo è stata modellata mediante vincoli embedded. Le condizioni al contorno sono state definite in modo da replicare uno schema semplicemente appoggiato, con una cerniera a un'estremità e un carrello all'altra. Il protocollo di carico è costituito da tre fasi: applicazione della forza di precompressione mediante l'opzione bolt-load, attivazione del peso proprio della soletta e simulazione della prova di flessione su quattro punti mediante l'imposizione di due carichi controllati in spostamento, disposti simmetricamente rispetto alla mezzeria e posizionati a 750 mm dagli appoggi.
La stessa strategia di modellazione è stata inoltre confrontata con i risultati sperimentali ottenuti da Zani et al. [10] per un sistema di soletta post-tesa. Per brevità, la Fig. 6 riporta esclusivamente il confronto tra la curva sperimentale e la corrispondente previsione agli elementi finiti ottenuta con l'approccio proposto, adattato alla geometria investigata in tale studio. Il confronto è espresso in termini di relazione momento-apertura del gap. Il buon accordo tra la risposta numerica e quella sperimentale mostra che il modello è in grado di riprodurre con adeguata accuratezza i principali aspetti del comportamento strutturale, inclusi la rigidezza iniziale, la capacità flessionale e la risposta duttile. Ulteriori informazioni sulla geometria del provino, sulle proprietà dei materiali e sul protocollo di carico sono riportate in Zani et al. [10].
Lo scopo di questa indagine numerica preliminare è studiare il comportamento longitudinale della configurazione di soletta proposta, con riferimento alle prove di flessione su quattro punti previste in laboratorio. Sebbene il concetto complessivo del solaio includa anche barre di post-tensione trasversali, non si prevede che tali elementi abbiano un'influenza significativa sulla risposta longitudinale; pertanto, in questa fase, essi sono stati omessi. Il loro effetto sarà esaminato in una fase successiva, dopo aver valutato le prestazioni della configurazione di soletta dotata della sola precompressione longitudinale. La soluzione di solaio proposta incorpora anche guide in acciaio. Tuttavia, poiché tali elementi sono discontinui lungo la luce, il loro contributo alla resistenza

flessionale è considerato trascurabile. Il loro ruolo principale è quello di fornire zone di ancoraggio per i connettori utilizzati per collegare la soletta alla trave in acciaio di supporto. Di conseguenza, le guide non sono state incluse nel presente modello agli elementi finiti, che si concentra sulla risposta della soletta. I connettori, la trave in acciaio e le guide saranno modellati esplicitamente in studi futuri dedicati al comportamento del sistema completo di trave composta.

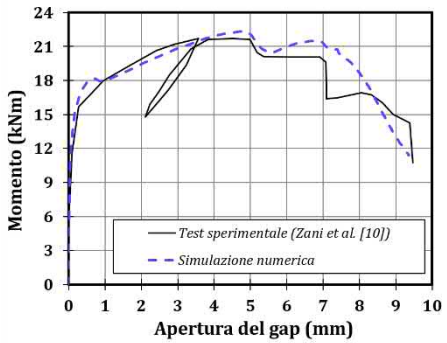


Fig. 6. Confronto tra previsioni numeriche ed i risultati sperimentali di Zani et al. [10]

4 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE

Il modello agli elementi finiti presentato nella sezione precedente è stato utilizzato per eseguire analisi in controllo in spostamento della configurazione di prova a flessione su quattro punti illustrata in Fig. 5. I risultati numerici sono riportati in Fig. 7 come curve momento–freccia.
Il momento flettente massimo in campata è stato calcolato come $M=L_dP/2$, dove $P/2$ indica la reazione vincolare in ciascun appoggio della striscia semplicemente appoggiata, mentre L_d rappresenta la distanza tra l'appoggio e il punto di applicazione del carico più vicino, pari a 0,75 m. L'asse orizzontale della Fig. 7 rappresenta lo spostamento verticale registrato in mezzeria.
Per il Caso 1, corrispondente al solaio modulare costituito da tre elementi prefabbricati, la risposta è inizialmente lineare ed elastica, seguita da una graduale transizione verso un comportamento non lineare. La non linearità inizia a diventare evidente per uno spostamento in mezzeria di circa 5 mm (Fig. 8a). In questa fase, le barre di post-tensione entrano in contatto con i fori in cui sono allocate a seguito della progressiva apertura delle interfacce e della rotazione relativa tra moduli adiacenti. Ciò modifica il meccanismo di trasferimento dei carichi: la risposta diventa progressivamente governata dalle barre di post-tensione, piuttosto che dall'intera sezione in calcestruzzo precompresso. Di conseguenza, il sistema manifesta una riduzione di rigidezza, un incremento della deformabilità e una rapida apertura dei giunti. Una prima marcata riduzione della resistenza flessionale si verifica per una freccia di circa 18 mm. Tale risposta è associata all'innesco dello spalling locale in corrispondenza dell'interfaccia di contatto tra moduli adiacenti (Fig. 8b). Oltre questo punto, il deterioramento della zona di contatto favorisce progressivamente un'ulteriore apertura dei giunti e riduce la rigidezza flessionale della striscia. Il comportamento risultante è duttile, con un incremento aggiuntivo limitato della capacità resistente. Il momento flettente di picco è pari a circa 20 kNm ed è raggiunto per uno spostamento in mezzeria di circa 42 mm, in corrispondenza dell'inizio dello snervamento locale nella barra di post-tensione.
Il Caso 2, rappresentativo della soletta monolitica continua, mostra una risposta iniziale molto simile a quella ottenuta per la configurazione modulare (Fig. 7). Tuttavia, all'aumentare dello spostamento imposto, si raggiunge una condizione critica quando il momento flettente è pari a circa 19 kNm. A questo livello di carico, la fessurazione si innesca al lembo inferiore della sezione in

calcestruzzo (Fig. 9) e successivamente si propaga rapidamente lungo lo spessore della soletta. Questo meccanismo fessurativo determina un deterioramento irreversibile del calcestruzzo e impedisce lo smontaggio e il riuso della soletta. Sebbene il provino monolitico raggiunga una capacità flessionale ultima più elevata, prossima a 32 kNm, il quadro di danneggiamento associato non è compatibile con un approccio costruttivo reversibile.

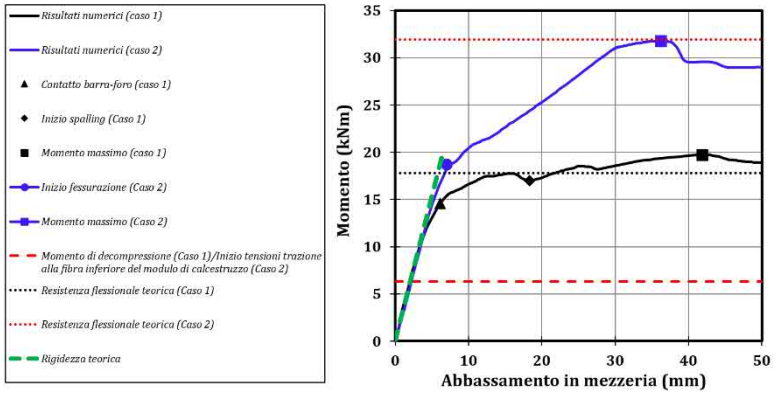
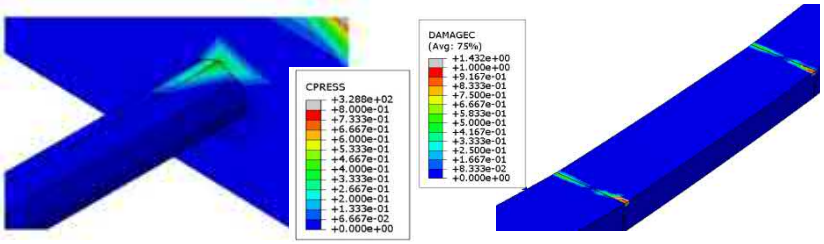


Fig. 7. Risultati numerici espresso in termini di curve momento-spostamento in mezzeria



a) Contatto tra foro e barra b) Distacco locale del calcestruzzo

Fig. 8. Risultati numerici relativi al Caso 1

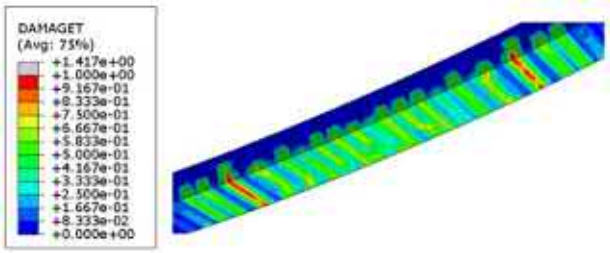


Fig. 9. Fessurazione innescata sulla superficie inferiore della soletta nel Caso 2

I valori analitici del momento di decompressione, della rigidezza iniziale e della resistenza flessionale sono riportati in Fig. 7 per entrambe le configurazioni. Il momento di decompressione è pari a 6.3 kNm, la rigidezza iniziale a 3.07 kNm/mm, mentre le resistenze flessionali sono pari a 17.8 kNm e 31.9 kNm rispettivamente per il Caso 1 e il Caso 2. Tali stime sono state ottenute utilizzando

le proprietà medie dei materiali e senza applicare coefficienti di sicurezza. Nel complesso, le previsioni analitiche risultano in buon accordo con i risultati agli elementi finiti. La differenza maggiore riguarda la resistenza flessionale del Caso 1, per il quale il modello numerico prevede circa 19.7 kNm, rispetto ai 17.8 kNm ottenuti dal calcolo analitico, corrispondenti a una differenza di circa l'11%. Al contrario, sia la rigidezza iniziale sia la resistenza flessionale della configurazione monolitica sono simulate con differenze limitate.
In corrispondenza della decompressione, che coincide anche con la condizione limite di esercizio, la freccia delle solette è pari a circa 2,4 mm. Tale valore è inferiore al limite *L/250=12 mm*.
In entrambi i casi, la risposta strutturale rimane elastica fino al momento di decompressione. Per il solaio modulare, la decompressione corrisponde all'innesco dell'apertura dei giunti, mentre per la soletta monolitica essa corrisponde alla prima comparsa di tensioni di trazione al lembo inferiore della sezione in calcestruzzo. Nel Caso 1, fino a tale livello, le barre di post-tensione rimangono in campo elastico e non si prevede una fessurazione significativa del calcestruzzo. Ciò indica che i moduli potrebbero potenzialmente essere smontati e riassemblati senza alterare le loro prestazioni strutturali in condizioni di esercizio. Si osserva un limitato schiacciamento locale all'interfaccia tra le barre di post-tensione e il calcestruzzo, dovuto a concentrazioni di tensione, ma la regione interessata rimane limitata. Quando il carico viene ulteriormente incrementato, inizia a svilupparsi un distacco locale del calcestruzzo lungo le superfici di contatto tra moduli adiacenti, determinando una progressiva apertura dei giunti e una conseguente riduzione di rigidezza flessionale.
In esercizio, le soluzioni modulare e monolitica mostrano quindi una risposta strutturale pressoché analoga. Se la resistenza viene valutata in corrispondenza del gomito della curva momento–freccia, assunto in questo studio come misura rappresentativa della resistenza plastica efficace, le due configurazioni forniscono valori molto simili. La principale differenza emerge nel successivo ramo di incrudimento. Il solaio modulare conserva un vantaggio significativo, poiché mantiene la propria natura smontabile e il proprio potenziale di riuso anche in prossimità delle condizioni ultime. Al contrario, sebbene la soletta monolitica fornisca prestazioni in esercizio comparabili e una resistenza massima più elevata, la fessurazione e il danneggiamento irreversibili che si sviluppano per grandi spostamenti rendono impraticabili il futuro smontaggio e riuso.

8 CONCLUSIONI

Questo articolo presenta uno studio preliminare agli elementi finiti su un sistema di solaio prefabbricato modulare assemblato mediante post-tensione e destinato all'impiego in strutture composte acciaio-calcestruzzo, nell'ambito di un approccio di progettazione orientata al disassemblaggio.
L'indagine si concentra su una striscia di solaio semplicemente appoggiata, analizzata in condizioni di flessione su quattro punti. Sono considerate due configurazioni: una soluzione modulare costituita da tre elementi prefabbricati e una soletta continua post-tesa equivalente, avente la stessa luce e la stessa forza di precompressione. Nel solaio modulare, le interfacce tra unità adiacenti sono introdotte intenzionalmente per consentire lo smontaggio e il successivo riuso. Tali discontinuità comportano inevitabilmente una capacità flessionale ultima inferiore rispetto a quella della soletta monolitica di riferimento. Tuttavia, esse favoriscono anche un meccanismo deformativo più controllato, governato dalla graduale apertura dei giunti e dalla rotazione relativa tra moduli adiacenti. Di conseguenza, le tensioni di trazione nel calcestruzzo risultano limitate e il danno tende a rimanere concentrato in corrispondenza delle interfacce tra moduli, anziché svilupparsi come fessurazione diffusa lungo l'intera soletta, come osservato nella configurazione monolitica.
La riduzione della resistenza ultima non compromette necessariamente l'applicabilità pratica del sistema proposto. Per questa tipologia di soluzione di solaio, la progettazione è generalmente governata dai criteri di esercizio, in particolare dai requisiti di rigidezza e dalla necessità di limitare le tensioni di trazione nel calcestruzzo. In tale intervallo, le analisi numeriche indicano che i sistemi modulare e monolitico si comportano in modo molto simile, mostrando rigidezze iniziali

comparabili e distribuzioni tensionali analoghe per il livello di precompressione adottato. È necessaria una validazione sperimentale per confermare la risposta del sistema di solaio proposto.

ACKNOWLEDGEMENTS

The support of the European Union for the funding received under the Research Fund for Coal and Steel (RFCS) programme, Grant Agreement No. 101216417 — TIMELESS is kindly acknowledged. Funded by the European Union. Views and opinions expressed are however those of the author(s) only and do not necessarily reflect those of the European Union or RFCS. Neither the European Union nor the granting authority can be held responsible for them.

REFERENCES

[1] Jayas B.S., Hosain M.U., Behaviour of headed studs in composite beams: full-size tests, *Canadian journal of civil engineering*, 16(5):712–24, 1989,
[2] Gorgolewski M., Designing with reused building components: Some challenges, *Building Research and Information*, 2008.
[3] Pimentel R., Simões R., da Silva L.S., Demountable Steel-Concrete Composite Floors for Circular Economy: State of the Art and Design Principles. Ce/Papers 5, doi.org/10.1002/cepa.1712, 2022.
[4] Király K., Dunai L., Calado L., Kocsis A.B., Experimental study on demountable steel-concrete composite beams, *Journal of Constructional Steel Research*, 231:109582–2, 2025.
[5] Ernst, S., Factors Affecting the Behaviour of the Shear Connection of Steel-Concrete Composite Beams, PhD Thesis, 2006.
[6] Lee M.S.S., Bradford M.A., Sustainable Composite Beam Behaviour with Deconstructable Bolted Shear Connectors, Composite Construction in Steel and Concrete VII, 2016.
[7] Liu X., Bradford M.A., Lee M.S.S., Behaviour of High-Strength Friction-Grip Bolted Shear Connectors in Sustainable Composite Beams, *Journal of Structural Engineering*, 141(6):04014149, 2015.
[8] Ataei, A., Modelling of demountable steel-concrete composite connections: Validation of finite element model and parametric study, *Journal of Constructional Steel Research*, 198: 107585, 2022.
[9] Guo J., Chen P., Chan T.M., Investigation on net section capacity of a demountable interlocking shear connection applied in precast flooring systems for achieving construction circularity, *Engineering Structures*, 334:120056, 2025.
[10] Zani G., Pepe M., Rampini M.C., Michels J., Martinelli E., Numerical modelling of innovative deconstructable shallow beams made of recycled aggregate concrete and shape memory steel reinforcement. International Symposium of the International Federation for Structural Concrete, Cham: Springer Nature Switzerland, 2023.
[11] Dassault Systèmes Simulia Corp. ABAQUS/Standard, version 2023 [Educational license]. Providence, RI, USA, 2023.
[12] Hafezolghorani M., Hejazi F., Vaghei R., Jaafar M.S.B., Karimzade, K., Simplified Damage Plasticity Model for Concrete, *Structural Engineering International*, 2017.

KEYWORDS

Design for disassembly, Demountable Floor, Demountable connector, Post-tensioned Floor system.

MANIFATTURA ADDITIVA

ADDITIVE MANUFACTURING

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DI STRUTTURE RETICOLARI IN ACCIAIO REALIZZATE MEDIANTE STAMPA 3D

GEOMETRICAL CHARACTERIZATION OF 3D PRINTED DIAMOND LATTICE STEEL STRUCTURES

Mahan Alagheband, Lidiana Arrè,
Valentina Alena Girelli, Michele Palermo
University of Bologna
Department of Civil, Chemical, Environmental and Materials Engineering (DICAM)
Bologna, Italy
mahan.alagheband2@unibo.it
lidiana.arre2@unibo.it
valentina.girelli@unibo.it
michele.palermo7@unibo.it

Fabio Esposito
Sideius
Campogalliano (MO), Italy
fabio.esposito@sideius.com

ABSTRACT

Additive Manufacturing (AM) technologies are opening new possibilities for fabricating complex metal geometries that are difficult to obtain through conventional processes. Among them, Wire Arc Additive Manufacturing (WAAM) has significant potential for civil engineering applications, owing to its suitability for large-scale steel components and high geometric freedom. This study focuses on Diamond Elements, a new class of lattice elements composed of Diamond unit cells with a regular polygonal base and inclined and vertical rods. These elements can be fabricated through the dot-by-dot WAAM strategy, based on the sequential deposition of molten metal droplets, and their manufacturing feasibility is demonstrated through WAAM-produced unit cells. Since this process may induce geometrical irregularities along rods and nodes, including local defects, discontinuities, lack of straightness and cross-sectional variations, geometric characterization is essential to assess printing quality and the severity of imperfections affecting structural and functional performance. A multi-level approach is therefore proposed, combining qualitative inspection and quantitative measurements. X-ray Computed Tomography and 3D scanning are adopted to reconstruct the as-built geometry and perform comparable measurements. Preliminary results from one WAAM lattice unit cell are presented, including global dimensions, critical defect identification and hierarchical classification of rod and node regions, showing good geometrical accuracy.

SOMMARIO

Le tecnologie di manifattura additiva (AM) stanno aprendo nuove possibilità per la realizzazione di geometrie metalliche complesse, difficilmente ottenibili mediante processi convenzionali. In questo ambito, il processo Wire Arc Additive Manufacturing (WAAM) mostra un notevole potenziale per applicazioni nell'ingegneria civile, grazie alla possibilità di produrre componenti metallici di grande scala con elevata libertà geometrica. Il presente studio riguarda gli elementi Diamond, una nuova classe di elementi reticolari costituiti da celle unitarie Diamond, caratterizzate da una base poligonale regolare e da aste inclinate e verticali. Tali elementi possono essere realizzati mediante la strategia dot-by-dot WAAM, basata sulla deposizione sequenziale di gocce di metallo fuso. La fattibilità produttiva è dimostrata attraverso la realizzazione di celle unitarie prodotte mediante WAAM. Poiché questo processo può generare irregolarità geometriche lungo aste e nodi, quali difetti locali, discontinuità, mancanza di rettilineità e variazioni della sezione trasversale, la caratterizzazione geometrica è essenziale per valutare la qualità di stampa e la severità delle imperfezioni. A tal fine, viene proposto un approccio multi-livello che combina ispezione qualitativa e misurazioni quantitative. Tomografia Computerizzata a raggi X e scansione 3D sono impiegate per ricostruire la geometria as-built ed eseguire misurazioni confrontabili. I risultati preliminari, ottenuti su una cella unitaria reticolare prodotta mediante WAAM, evidenziano una buona accuratezza geometrica.

1 INTRODUCTION

Additive Manufacturing (AM) offers new opportunities for the fabrication of metal components with high geometric flexibility, reduced material use and tailored structural performance. Within steel structural applications, Wire Arc Additive Manufacturing (WAAM) has emerged as a suitable process for medium- to large-scale components, owing to its high deposition rate, efficient material use and ability to fabricate geometries that would be difficult to obtain through conventional manufacturing routes [1–3]. In particular, the dot-by-dot (DbD) WAAM deposition strategy enables the fabrication of rod-like elements through the sequential deposition of molten metal droplets, thus opening the possibility of manufacturing lattice structures composed of rods and nodes [4,5].

Within this framework, strut-based lattice configurations compatible with WAAM process constraints are considered [6]. Starting from FCC-based lattice topologies, a Diamond unit cell (D-cell) is defined as the elementary module of the proposed lattice system. Its periodic repetition along straight or curved spatial paths allows the generation of a novel class of steel lattice components, referred to as Diamond Elements (D-elements), whose geometrical configuration and structural behaviour are introduced in Section 2. The manufacturing activity, demonstrating the feasibility of WAAM for producing lattice structures, presented in Section 3, is part of the CIRCULAR WELD project [7], aimed at optimizing the WAAM process and the resulting printed components by assessing the relationship between process parameters and geometrical, microstructural and mechanical characteristics.

The focus of the present work is the geometrical characterization of WAAM lattice elements. To this aim, Section 4 presents a multi-level approach for evaluating geometrical irregularities and the severity of imperfections, which are fundamental aspects in the definition of the structural behaviour of WAAM elements. Section 5 reports the preliminary results obtained on one WAAM unit cell, including global dimensions, identification of critical defects and hierarchical classification of rod and node regions.

2 GEOMETRICAL CONFIGURATION AND STRUCTURAL BEHAVIOUR OF DIAMOND LATTICE ELEMENTS

Starting from the reference FCC and FCCZ lattice topologies [8], two types of D-cells were developed. The first configuration, referred to as the Diamond Frame cell (DF-cell) (Fig. 1a), is composed exclusively of inclined rods. This arrangement leads to combined axial compression and bending moments in the rods, resulting in a predominantly bending-dominated behaviour (Fig. 1d). The second configuration, referred to as the Diamond Truss cell (DT-cell) (Fig. 1b), combines inclined and vertical rods. In this case, compressive loads are mainly transferred through the vertical rods, governed primarily by an axial response, while the inclined rods act as bending-dominated connecting members (Fig. 1e). The choice between the DF-cell and DT-cell configurations is therefore related to the target structural behaviour. Their periodic repetition generates the corresponding Diamond Frame element (DF-element) (Fig. 1f) and Diamond Truss element (DT-element) (Fig. 1g).

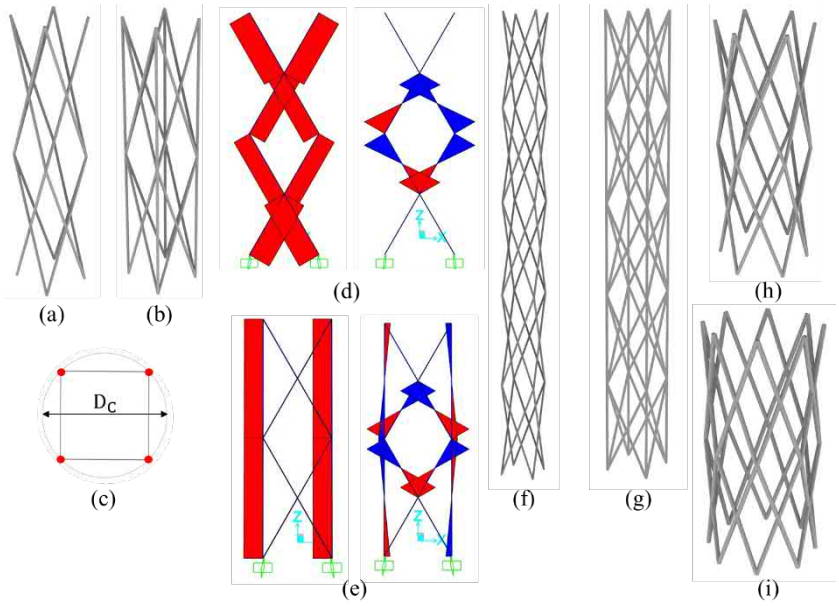


Fig. 1. Square-based (a) DF-cell and (b) DT-cell, with (c) corresponding polygonal base; structural behaviour of (d) DF-cell and (e) DT-cell, with axial force diagrams on the left and bending moment diagrams on the right; examples of square-based (f) DF-element and (g) DT-element; examples of DF-cells obtained by varying the polygonal base, namely (h) hexagon-based and (i) octagon-based configurations.

The geometry of each D-cell is defined from a regular polygonal base with (n) sides, inscribed in a circle of diameter D_c (Fig. 1c), and from the geometry of the Diamond chip (D-chip), namely the rhombus-shaped module on each face. The D-chip is defined by the rod inclination angle, the rod length (L) and the D-chip height (H_D). By varying these parameters, different families of D-cells can be generated for both DF- and DT-cell configurations, supporting a generative design approach (Fig. 1h,i).

3 FABRICATION OF DIAMOND LATTICE ELEMENTS

As part of the CIRCULAR WELD project [7], WAAM D-cells were manufactured to demonstrate the feasibility of DbD WAAM for realizing lattice-based geometries. Their fabrication builds on previous studies carried out within the same research framework, first addressing single rods and the calibration of process parameters to achieve geometrical repeatability and a reliable mechanical response, and subsequently focusing on nodal regions. In the latter studies, different intersection deposition strategies were investigated, leading to the selection of a single-droplet deposition strategy for the nodal region (Fig. 2a). This solution ensured a satisfactory mechanical response and node overstrength with respect to the rod region, resulting in failure occurring in the rods. Further details on these preliminary investigations are reported in Grossi et al. (2025) [5].
The specimens investigated in the present study were fabricated at the University of Florence (Fig. 2c). The WAAM setup and the process parameters adopted for their production are reported in detail in Grossi et al. (2025) [5,9]. During fabrication, the base plate was rotated so that, at each deposition step, the torch remained aligned with the rod axis and collinear with the gravity direction, ensuring consistent droplet stacking and geometric accuracy for both vertical and inclined rods. The adopted process parameters were a wire feed speed of 6 m/min, a deposition time of 0.6 s, a contact tip to work distance of 10 mm, and an idle time of 20 s between consecutive droplets. Both DF- and DT-cells were manufactured, for a total of six specimens. For this experimental campaign, both configurations had a square base and a rod inclination angle of 30° with respect to the vertical direction. The nominal rod diameter (d_n) was 6 mm, the rod length (L) was 40 mm, and the D-chip width (B) and height (H_D) were 40 mm and 69 mm, respectively, resulting in a total unit cell height (H) of 138 mm (Fig. 2b). The DT-cell shares the same geometry as the DF-cell, with the addition of vertical rods at the four corners of the square base.

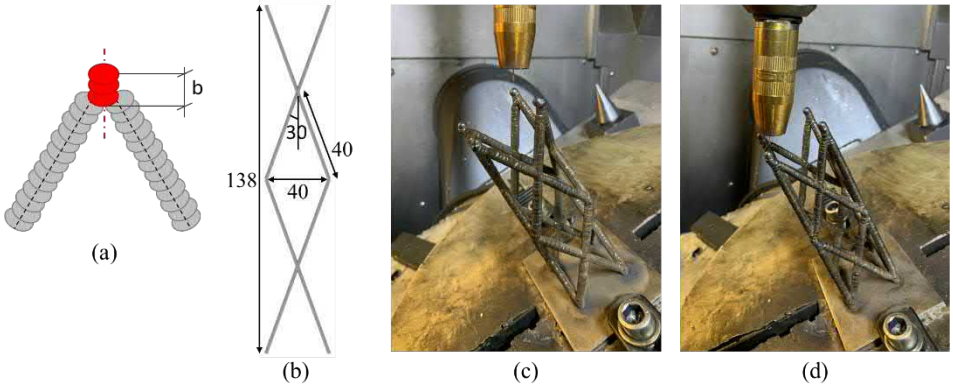


Fig. 2. WAAM fabrication and geometry of the investigated D-cells: (a) nodal deposition strategy; (b) 2D view of the DF-cell with the main geometric parameters, with lengths expressed in mm and angles in degrees; WAAM fabrication of (c) DF-cell and (d) DT-cell.

4 METHODOLOGY

The geometrical characterization of WAAM lattice elements is a key step for assessing printing quality and identifying deviations that may affect structural and functional performance. Owing to the DbD deposition strategy and to the presence of slender rods, nodal intersections and rod-to-node transition regions, these elements may exhibit local irregularities, cross-sectional variations, lack of straightness, material accumulation at nodes and deviations from the reference digital

geometry. For this reason, their characterization requires a procedure able to capture both the global geometry of the printed element and the local features of its constituent regions. To this aim, a multi-level approach is proposed for the geometric characterization of WAAM lattice elements, such as the D-elements introduced in Section 2. The procedure combines qualitative inspection and quantitative measurements, moving from the overall assessment of the printed geometry to the identification and classification of local geometric features in rod and node regions.
To consistently identify each local region, a specific alphanumeric nomenclature was adopted. Each label identifies the D-cell typology and number within the printed batch, the cell face or pair of faces, and the type and position of the considered region. The letters F and T refer to DF- and DT-cells, respectively, while L, P and N identify rods, planar nodes and non-planar nodes. For example, F1-1-L4 denotes rod 4 on face 1 of DF-cell 1, whereas F1-23-N1 denotes non-planar node 1 connecting faces 2 and 3 of DF-cell 1. This nomenclature allows rods and nodes to be unambiguously referenced during the subsequent analyses.
The approach is supported by two reconstruction techniques, namely X-ray Computed Tomography (CT) and 3D scanning, adopted to reconstruct the as-built geometry and perform comparable qualitative and quantitative measurements. CT enables the reconstruction of the volumetric geometry, allowing the analysis of internal defects, such as voids, linear indications and inclusions, and the extraction of external and internal surfaces for dimensional evaluation. According to ISO 15708:2025 [10], CT is defined as a relative technique, therefore, results obtained from the reconstructed volume should be compared with those derived from other measurement techniques. For this reason, 3D scanning is adopted as an additional technique for dimensional evaluation. The use of 3D scanning provides a three-dimensional surface mesh of the external geometry, which can be compared with the external surface extracted from the CT volume. The two reconstructed geometries are therefore used to analyse the actual morphology of the lattice elements, compare it with the reference digital model and assess the consistency between the two reconstruction methods.

4.1 COMPUTED TOMOGRAPHY

The as-built geometry of the WAAM lattice elements was reconstructed through X-ray Computed Tomography (CT), adopted as a non-destructive technique to obtain a three-dimensional volumetric representation of the printed specimens. The CT investigations were conducted at Sideius [11]. The CT setup consists of an X-ray source, a flat-panel detector and a rotational stage. During acquisition, the specimen is progressively rotated while 2D radiographic projections are collected. X-rays are attenuated according to the density and thickness of the crossed material, producing grey-scale images in which lower values are associated with air or voids, whereas higher values correspond to dense metallic material. The projections are then processed to reconstruct a 3D volume of voxels, each carrying a grey-scale value proportional to the local X-ray absorption. Finally, segmentation based on grey-scale histogram thresholding isolates the metallic phase from the surrounding air, yielding the reconstructed as-built geometry of the lattice element. In this case, micro-CT imaging was performed using a North Star Imaging X5000 system, equipped with a 240 kV microfocus X-ray source, filtered with 2 mm Cu, and a detector with a pixel size of 127 μm. Scans were performed by collecting 9004 projections in helicoidal mode at a voxel resolution of 70 μm. The reconstructed volume was then used for the defect analysis and the geometric characterization of the lattice elements, focusing on local thickness distribution and CAD comparison. The local thickness distribution was evaluated using a sphere-based method, in which thickness is defined as the diameter of the largest sphere fully inscribed within the solid volume at each position [12], making it suitable for WAAM lattice geometries characterized by curved surfaces, variable cross-sections and rod-to-node transitions. A CAD comparison was performed by comparing the reconstructed as-built volume with the corresponding reference digital model. This allowed the deviations between the

manufactured lattice element and the designed geometry to be quantified over the entire volume, supporting the identification of local dimensional inaccuracies and rod or node deviations.

4.2 3D SCANNING

The external geometry of the lattice elements was reconstructed through high-resolution 3D scanning [13]. The acquisition was performed using a hand-held structured-light scanner, namely the Artec Spider, based on a non-contact optical measurement technique commonly adopted for reverse engineering and dimensional control applications [14]. According to the manufacturer's specifications, the scanner has a 3D point accuracy of 0.05 mm [15]. The scanner operates by projecting a blue-light pattern onto the surface of the object. The surface morphology locally distorts the projected pattern, and these distortions are recorded by the camera integrated into the device. The three-dimensional geometry is then reconstructed through a triangulation-based procedure, allowing the external surface of the lattice element to be converted into a detailed digital mesh [16]. Because of the complex geometry of the lattice elements, specific precautions were required during acquisition. Slender rod-like regions, narrow diameters, nodal intersections and partially isolated branches may complicate both scanning and alignment of multiple acquisitions. For this reason, additional reference elements were introduced into the scene to provide background features and geometric continuity during scanning. The resulting high-resolution mesh provides the geometrical basis for subsequent measurements. From this model, local cross-sections can be extracted along rod and node regions, allowing cross-sectional areas, equivalent diameters and centroid positions to be evaluated. The sequence of centroids can also be used to describe the real axis of the rods as a polyline and to compare it with the corresponding ideal axis, while the reconstructed mesh can be compared with the reference digital geometry to quantify local deviations between the designed and manufactured lattice element.

4.3 MULTI-LEVEL APPROACH

The geometric characterization was conceived as a multi-level approach, structured into four consecutive levels of increasing detail (Fig. 3): (i) global dimensions, (ii) identification of critical defects, (iii) classification of rods and nodes, and (iv) refined measurements through 3D scanning. The rationale behind this procedure is to move progressively from the assessment of the overall correspondence between the printed element and the digital model to the local evaluation of geometrical features that may affect the structural performance of the WAAM lattice members.

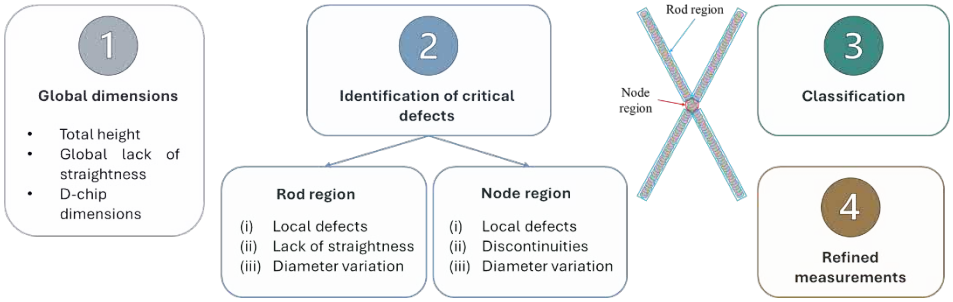


Fig. 3. Multi-level approach for the geometric characterization of WAAM lattice elements.

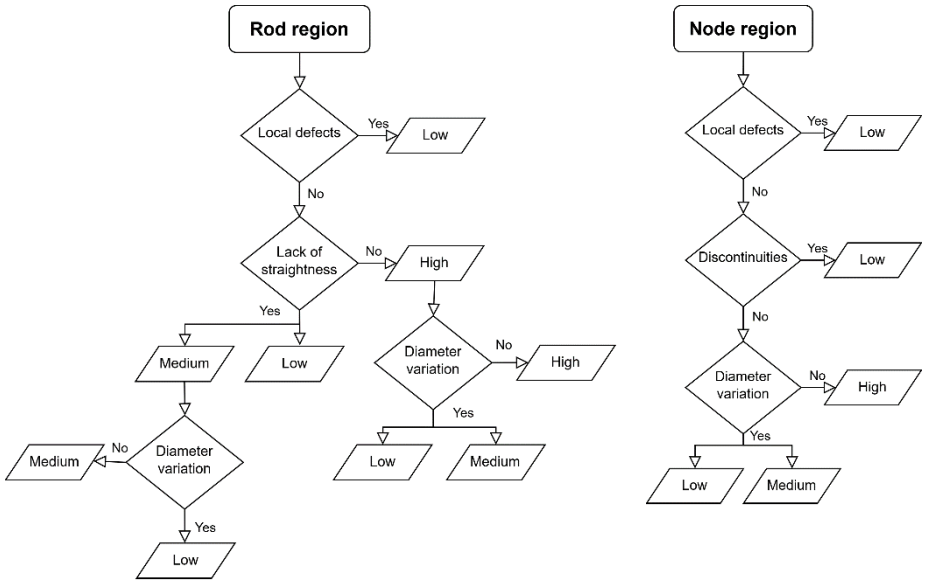
The first level concerns the global geometric characterization of the printed element. At this stage, the main geometrical dimensions are measured, including the distance between the lower and upper

plates (H_p), the D-chip width (B) and height (H_D), and the rod lengths (L). The global lack of straightness is evaluated as the deviation of the unit-cell axis from the vertical axis of the reference digital model. These measurements provide a first quantitative description of the manufacturing accuracy at the scale of the whole element.

The second level is devoted to the identification of critical defects on the CT reconstructed volume. For this purpose, the geometry is subdivided into rod and the node regions (Fig. 3). In the rod regions, the inspection follows a hierarchical sequence aimed at identifying: (i) local defects along the rod development (e.g., bubbles, dents); (ii) lack of straightness, evaluated as the distance between the ideal and real rod axis; (iii) diameter variation, defined with respect to the reference mean diameter of the cell (D_{mean}). The node regions are inspected according to the same logic, considering: (i) local defects on the node surface; (ii) discontinuities associated with incorrect convergence or divergence of the rods within the nodal region; (iii) diameter variations at the transition between rod and node regions.

The third level consists of the hierarchical classification of rods and nodes according to the presence and severity of the defects identified in Level 2 (Fig. 4). Each rod or node is assigned to one of three quality classes: high, medium or low. High quality is assigned when no critical defects are detected. Medium quality is assigned when limited defects or deviations are present but remain compatible with structural use, provided that their influence on the mechanical response is considered. Low quality is assigned when defects or deviations are sufficiently severe to make the member unsuitable for structural applications, requiring calibration of the WAAM process parameters to improve geometrical quality and repeatability. For rod regions, the presence of critical local defects leads directly to a low-quality classification. If no local defects are detected, lack of straightness is evaluated. High quality is assigned when the lack of straightness does not exceed 0.1 mm, according to values reported in previous studies [17]. Medium quality is assigned for values greater than 0.1 mm and not exceeding 0.2 mm, while values higher than 0.2 mm lead to a low-quality classification. Rods classified as high or medium quality in terms of lack of straightness are then assessed with respect to diameter variation. This parameter is evaluated by comparing the local diameter, obtained from the wall thickness analysis of the CT reconstructed volume, with D_{mean}. The rod is classified as high quality when the measured diameter remains within $D_{mean}\pm0.2$ mm, where 0.2 mm corresponds to the standard deviation computed in previous studies [17]. A medium-quality classification is assigned when the diameter exceeds this range but remains lower than $D_{mean}+0.4$ mm. Conversely, the rod is classified as low quality when the measured diameter is lower than $D_{mean}-0.2$ mm, indicating a local restriction, or higher than $D_{mean}+0.4$ mm, indicating an excessive enlargement. If the rod was classified as high quality in the lack-of-straightness check, the diameter-variation check directly determines the final class. If it was already classified as medium quality, it retains this class only when the diameter variation falls within the high-quality range, otherwise, the final classification is downgraded to low quality. For node regions, critical local defects or discontinuities lead directly to a low-quality classification. Nodes without local defects or discontinuities are then assessed in terms of diameter variation at the rod-to-node transition. In this case, the same criterion adopted for rod regions is used, and the diameter variation check determines the final node class as high, medium or low quality.

The fourth level consists of refined measurements through 3D scanning. After rods and nodes have been classified into the three quality classes, selected members representative of the high, medium and low quality categories are subjected to a more detailed geometrical investigation. Cross-sections are extracted along the rod and node regions, and the resulting geometrical data are compared with those derived from the CT-based classification. The final level therefore acts as a comparison step to validate the proposed classification procedure.



(a) (b)

Fig. 4. Flowchart of the Level 3 hierarchical classification procedure for: (a) rod regions and (b) node regions.

5 PRELIMINARY RESULTS

Among the unit cells manufactured and presented in Section 3, CT and 3D scanning were performed on two selected specimens, one DF-cell and one DT-cell. This section reports selected preliminary results concerning the application of the proposed multi-level approach to the DF-cell fabricated through the DbD WAAM process. The aim is to show how the methodology can be implemented on a WAAM lattice element. For this purpose, the procedure described in Section 4.3 is applied from the first to the third level, including global dimensions, identification of critical defects, and hierarchical classification of rod and node regions. The fourth level, involving comparison with detailed geometrical data obtained from 3D scanning, together with the characterization of the DT-cell, will be addressed in future work.

5.1 FIRST LEVEL

The first level was applied to the DF-cell through a combined qualitative and quantitative assessment. The possible presence of global lack of straightness was first evaluated by visual inspection of the WAAM-produced DF-cell, shown in Fig. 5b, demonstrating no evident global lack of straightness. Manual calliper measurements were then performed on the same specimen to determine the main geometrical parameters of the unit cell, namely the distance between plates (H_P) and, for each face, the D-chip width (B) and height (H_D), and the rod lengths (L). The results are reported in Table 1 and organized according to the faces of the unit cell. For the rod lengths, the average value (L_{av}) is reported for each face (mean value ± one standard deviation). In addition, the table provides the average value over the whole unit cell for each measured geometrical parameter, comparing them with the nominal dimensions of the unit cell (see Fig. 2b) and shown in Fig. 5a. The comparison showed limited deviations from the nominal dimensions, with a reduction of

approximately 2% for the D-chip width, an increase of approximately 1% for the D-chip height, and a reduction of approximately 3% for the rod length. The corresponding coefficients of variation were 0.6%, 1.4% and 2.3%, respectively, indicating limited scatter among the measurements performed on the different faces of the unit cell. The comparison with the nominal value was not carried out for H_p, since the unit cell was welded to the top and bottom plates for subsequent mechanical testing. As a result, this distance is not representative of the actual total height of the unit cell and is necessarily smaller. Nevertheless, the coefficient of variation associated with H_p was equal to 0.7%, indicating a good parallelism between the two plates.



(a) (b) (c)

Fig. 5. DF-cell geometry: (a) digital model with nominal dimensions; (b) WAAM-produced specimen; (c) CT reconstructed volume.

Table 1. Geometrical parameters measured for the DF-cell within Level 1 of the multi-level approach.

Face	L_{av} [mm]	B [mm]	H_D [mm]	H_p [mm]
F1-1	39.0 ± 0.5	39.1	69.7	117.6
F1-2	38.0 ± 0.8	39.1	69.9	119.3
F1-3	38.6 ± 1.3	39.3	68.4	117.8
F1-4	39.1 ± 0.7	39.6	70.7	119.0
F1 Mean	**38.7 ± 0.9**	**39.3 ± 0.2**	**69.7 ± 1.0**	**118.4 ± 0.9**

5.2 SECOND LEVEL

The second level was applied to identify the critical defects defined in Section 4.3. The analysis was carried out on the CT volume (Fig. 5c) considering the rod and node regions separately. For the rod regions, no local defects were observed, and the CAD comparison did not reveal an evident lack of straightness. The wall thickness analysis provided a mean cell diameter (D_{mean}) of 5.61 mm, with a standard deviation of 0.14 mm, validated through manual calliper measurements. Although this value is approximately 6.5% lower than the nominal diameter of 6 mm, it is consistent with the results obtained in a previous study on two-way planar and non-planar intersection rods [7]. For the node regions, no local defects or discontinuities were identified. Diameter variation was assessed from the wall thickness analysis by comparing the local values with D_{mean}, according to the criterion defined in Section 4.3.

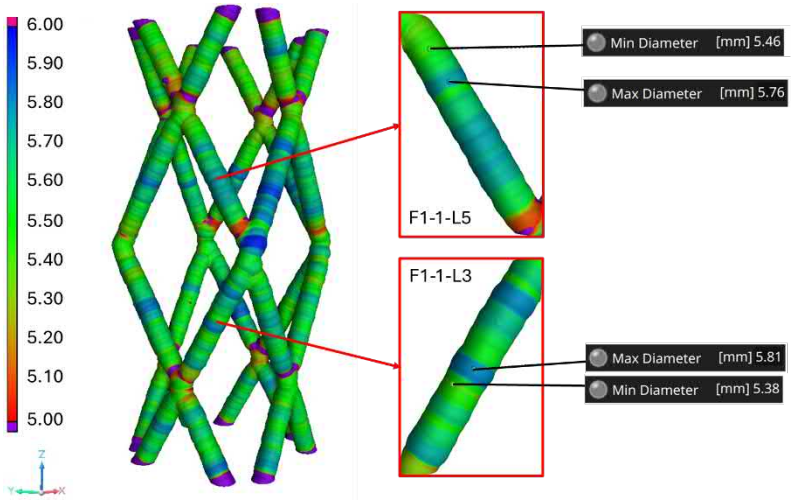


Fig. 6. Wall thickness analysis of the DF-cell: on the left, colour-map representation of the thickness distribution on the CT volume; on the right, close-up view of two representative rods with indication of the minimum and maximum diameters along the rod axis.

5.3 THIRD LEVEL

In the third level, the hierarchical flowcharts presented in Fig. 4 were applied to classify the D-chip rods and non-planar nodes into the three quality classes defined in Section 4.3. The classification was based on the critical-defect identification performed in the second level and followed the hierarchical sequence of checks defined for each region (Fig. 4). For the rod regions, the flowchart reported in Fig. 4a was applied. Since no local defects were observed and no evident lack of straightness was detected in the second level, the classification was governed by the diameter-variation check. The local diameter values obtained from the wall thickness analysis were compared with D_{mean}, equal to 5.61 mm, and each rod was assigned to the corresponding quality class according to the thresholds defined in Section 4.3. Rod F1-1-L5 is reported as a representative high-quality case. No local defects were observed and, based on the CT volume together with a preliminary visual inspection of the CAD comparison, the lack of straightness was lower than 0.1 mm, corresponding to the high-quality range. The local diameter was then evaluated by identifying the minimum and maximum values along the rod axis from the wall thickness analysis (Fig. 6), which were equal to 5.46 mm and 5.76 mm, respectively. Since both values remain within the $D_{mean} \pm 0.2$ mm range, rod F1-1-L5 was classified as high quality. Rod F1-1-L3 is reported as an example of low-quality classification. Also in this case, no local defects or evident lack of straightness were detected, however, the minimum diameter was equal to 5.38 mm, which is lower than D_{mean}-0.2 mm, corresponding to 5.41 mm. The rod was therefore classified as low quality because of a local restriction of the cross-section. For the non-planar node regions, the flowchart reported in Fig. 4b was applied. Since no local defects or discontinuities were detected in the second level, the classification was governed by the diameter-variation check at the rod-to-node transition regions. The local diameter values were compared with D_{mean}, according to the same criterion adopted for the rod regions. The complete classification of D-chip rods and non-planar nodes is reported in Table 2.

Table 2. Classification of D-chip rods and non-planar nodes according to the Level 3 hierarchical procedure.

Region	High	Medium	Low
Rod	F1-1-L5 F1-2-L4 F1-2-L5 F1-3-L4 F1-4-L4 F1-4-L5	F1-2-L6 F1-3-L3 F1-3-L5 F1-3-L6 F1-4-L6	F1-1-L3 F1-1-L4 F1-1-L6 F1-2-L3 F1-4-L3
Non-planar node	F1-41-N1	F1-12-N1	F1-23-N1 F1-34-N1

6 CONCLUSIONS

The present work introduced a multi-level approach for the geometrical characterization of WAAM-fabricated lattice D-elements. The main contribution lies in the use of X-ray Computed Tomography for the geometrical characterization of WAAM lattice elements, combining qualitative inspection and quantitative measurements. The approach comprises four consecutive levels of increasing detail: global dimensional assessment, critical-defect identification, hierarchical classification of rod and node regions, and refined measurements through 3D scanning. Preliminary results were presented for one WAAM-produced DF-cell, applying the methodology up to the third level, namely classification. The investigated DF-cell showed good geometrical accuracy. Level 1 measurements indicated limited deviations from the nominal geometry, with low coefficients of variation for D-chip width, D-chip height and rod length. At levels 2 and 3, no local defects or evident lack of straightness were identified in the rod regions, and no local defects or discontinuities were observed in the node regions. The wall thickness analysis performed on the CT reconstructed volume provided a mean diameter of 5.61 mm, approximately 6% lower than the nominal value of 6 mm and consistent with previous observations on WAAM-produced two-way planar and non-planar intersection rods. Based on diameter variation, 70% of the D-chip rods and 50% of the non-planar node regions were classified as high or medium quality. These results confirm the relevance of a dedicated geometrical characterization for WAAM lattice elements, in which critical defects must be evaluated using criteria tailored to the different regions of the cell. The observed local diameter variations also highlight the need to calibrate WAAM process parameters specifically for rod, node and rod-to-node transition regions. Since CT is defined as a relative technique, the results obtained from the reconstructed volume were validated through comparison with manual calliper measurements. Future work will complete the fourth level of the multi-level approach through comparison with 3D scanning results and will extend the methodology to DT-cells.

REFERENCES

[1] Gardner L. Metal additive manufacturing in structural engineering – review, advances, opportunities and outlook. Structures 2023; 47:2178–93. https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2022.12.039.

[2] Meng X, Gardner L. Hybrid construction featuring wire arc additive manufacturing: review, concepts, challenges and opportunities. Eng Struct 2025; 326:119337. https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2024.119337.

[3] Laghi V, Gasparini G. Explorations of efficient design solutions for Wire-and-Arc Additive manufacturing in construction. Structures 2023; 56:104883. https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2023.104883.

[4] Arrè L, Laghi V, Palermo M, Gasparini G, Trombetti T. Wire-and-Arc Additive Manufacturing for lattice steel structures: overview of the experimental characterization on dot-by-dot rods. Ce/Papers 2023;6:757–62. https://doi.org/10.1002/CEPA.2622.
[5] Grossi N, Lazzeri F, Venturini G. Deposition Strategies for Bar Intersections Using Dot-by-Dot Wire and Arc Additive Manufacturing. Journal of Manufacturing and Materials Processing 2025, Vol 9, Page 77 2025;9:77. https://doi.org/10.3390/JMMP9030077.
[6] Zhong H, Song T, Li C, Das R, Gu J, Qian M. The Gibson-Ashby model for additively manufactured metal lattice materials: Its theoretical basis, limitations and new insights from remedies. Curr Opin Solid State Mater Sci 2023;27:101081. https://doi.org/10.1016/J.COSSMS.2023.101081.
[7] CIRCULAR WELD | PRIN Project 2022 PNRR n.d. https://circularweld.unifi.it/ (accessed March 3, 2026).
[8] Dong G, Tang Y, Zhao YF. A Survey of Modeling of Lattice Structures Fabricated by Additive Manufacturing. Journal of Mechanical Design 2017;139. https://doi.org/10.1115/1.4037305.
[9] Grossi N, Pierattini G, Carvalho GHSFL. Parametric analysis of dot-by-dot wire arc additive manufacturing for monitoring assessment and process parameters prediction. International Journal of Advanced Manufacturing Technology 2025;140:6171–91. https://doi.org/10.1007/S00170-025-16634-0.
[10] ISO 15708-2:2025 - Non-destructive testing — Radiation methods for computed tomography — Part 2: Principles, equipment and samples n.d. https://www.iso.org/standard/87454.html?__cf_chl_f_tk=nmh8xLwS6mE76aVK5Td1QDYH_8GIVI6FBQFyDaDa9ZU-1783084151-1.0.1.1-fP8oMQ.C_raf2U7BsdLGwXhIATNCneIQf79AsvQTVDA (accessed July 3, 2026).
[11] Industrial Tomography: computed tomographic scans n.d. https://www.tec-eurolab.com/en/industrial-tomography/ (accessed July 3, 2026).
[12] Spheres and Rays: Wall Thickness Analysis - Our stories - Explore NDE n.d. https://volumegraphics.hexagon.com/en/explore-nde/our-stories/spheres-and-rays-wall-thickness-analysis.html (accessed July 3, 2026).
[13] Klimecka-Tatar D, Krynke M. Reverse engineering tools - 3D scanning - as support for precise quality control in automated special processes. Procedia Comput Sci 2025;253:1933–42. https://doi.org/10.1016/J.PROCS.2025.01.255.
[14] Helle RH, Lemu HG. A case study on use of 3D scanning for reverse engineering and quality control. Mater Today Proc 2021;45:5255–62. https://doi.org/10.1016/J.MATPR.2021.01.828.
[15] Industrial 3D scanner for scanning high resolution | Artec Spider II n.d. https://www.artec3d.com/portable-3d-scanners/artec-spider#tech-specs (accessed July 3, 2026).
[16] Bell T, Li B, Zhang S. Structured Light Techniques and Applications. Wiley Encyclopedia of Electrical and Electronics Engineering 2016:1–24. https://doi.org/10.1002/047134608X.W8298.
[17] Palermo M, Arrè L, Cioni A, Tonelli L, Carosi D, Grossi N. AN EXPERIMENTALLY-VALIDATED MODELING FRAMEWORK FOR DOT-BY-DOT WAAM PROCESS AND PRODUCT OPTIMIZATION: APPLICATION TO RODS 2026. https://doi.org/10.2139/SSRN.6624783.

KEYWORDS

Design for Additive Manufacturing, Lattice Structures, Steel Structures, Wire Arc Additive Manufacturing, Geometrical Characterization, Computed Tomography, 3D Scanning.

METODI NUMERICI

NUMERICAL METHODS

APPROCCI ANALITICI E NUMERICI PER LA VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI A LASTRA NEGLI EUROCODICI DI SECONDA GENERAZIONE

ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS FOR THE VERIFICATION OF PLATED STRUCTURAL ELEMENTS IN THE SECOND GENERATION OF EUROCODES

Leonardo Bandini
CSi Italia srl
Pordenone (PN), Italy
leonardo@csi-italia.eu

Simone Caffè
Libero Professionista
Genova (GE), Italy
simone.caffe@gmail.com

Alessandro Desimoni
Libero Professionista
Carezzano (AL), Italy
alessandro@desimoni.studio

ABSTRACT

The study of plated structural elements subjected to in-plane forces represents a key topic in the design of steel structures for infrastructural and industrial applications, where slender class 4 panels are commonly used for various structural elements.
The second generation of Eurocodes introduces major updates for their design: the revised EN 1993-1-5 refines the traditional analytical approaches (the Effective Width and Reduced Stress Methods), while the innovative EN 1993-1-14 regulates, for the first time, the use of the Finite Element Method (FEM) as a direct structural design tool, defining criteria for modelling, imperfection management, analysis and verification.
This paper critically compares these analytical and advanced numerical approaches through their application to actual case studies. GMNIA analyses, historically confined to academic research, are increasingly being integrated into professional engineering practice; their consistent and well-informed use allows for the determination of the most realistic collapse mechanisms, yielding significant benefits in terms of structural safety and optimization.

SOMMARIO

Lo studio delle lastre prevalentemente sollecitate nel proprio piano è un tema centrale nella progettazione delle strutture metalliche in ambito infrastrutturale e industriale, dove pannelli snelli, classificati in classe 4, sono di comune impiego per vari elementi strutturali.

La seconda generazione degli Eurocodici introduce importanti novità per la loro progettazione: l'aggiornamento dell'EN 1993-1-5 affina i metodi analitici tradizionali (Sezioni Efficaci e Tensioni Ridotte), mentre l'innovativo EN 1993-1-14 regolamenta per la prima volta l'uso del metodo degli elementi finiti (FEM) anche come strumento di progetto strutturale, definendo criteri di modellazione, gestione delle imperfezioni, analisi e verifica.
Il presente lavoro confronta criticamente gli approcci analitici e numerici avanzati attraverso la loro applicazione a casi studio reali. Le analisi GMNIA, storicamente confinate alla ricerca, sono sempre più diffuse in ambito professionale e il loro utilizzo consapevole consente di determinare i più realistici meccanismi di collasso, con benefici in termini di ottimizzazione e sicurezza.

1 INTRODUZIONE

La pubblicazione degli Eurocodici di seconda generazione offre l'opportunità di fare il punto sulla tematica della progettazione degli elementi a lastra sollecitati nel proprio piano, ampiamente utilizzati in impalcati da ponte e in elementi strutturali di edifici industriali, quali colonne e via di corsa di carriponte.
La trattazione analitica è contenuta nell'EN 1993-1-5:2024 [2], aggiornamento della versione 2006 [1], mentre quella numerica è affrontata nel nuovo e innovativo EN 1993-1-14:2025 [3], il primo documento normativo europeo interamente dedicato alla progettazione assistita da analisi FEM. Per incentivare un uso consapevole e responsabile di queste procedure numeriche, gli Autori presentano una raccolta di casi studio - da singoli pannelli a una reale trave per la via di corsa di carriponte - confrontando i risultati dei metodi analitici e numerici ed evidenziando possibili criticità nelle procedure. I casi sono integrati da una lettura ragionata dei testi normativi e da approfondimenti della letteratura tecnica.

2 APPROCCIO ANALITICO: METODO DELLE SEZIONI EFFICACI E METODO DELLE TENSIONI RIDOTTE

I pannelli degli elementi strutturali, laminati o composti saldati, che presentano una sezione snella (ricadente in classe 4) devono essere sottoposti a verifiche di stabilità quando soggetti a stati tensionali di compressione, flessione o taglio (e ai loro effetti combinati) nel proprio piano.
L'EN 1993-1-5, sia di prima [1] che di seconda generazione [2], propone due differenti metodi per risolvere il problema della stabilità degli elementi a lastra:

- Metodo delle Sezioni Efficaci (EWM): consiste nel trascurare le parti centrali della lastra, che possono quindi instabilizzarsi, permettendo alle restanti parti di raggiungere la tensione di snervamento;
- Metodo delle Tensioni Ridotte (RSM): considera la sezione interamente reagente ma definisce una tensione limite, inferiore alla tensione di snervamento del materiale, che rappresenta il valore soglia oltre in quale insorgeranno fenomeni di *buckling* locali.

2.1 Principali cambiamenti nella seconda generazione dell'EN 1993-1-5

I principali cambiamenti tra la versione di prima [1] e di seconda generazione [2], sono elencati nell'introduzione al nuovo documento:

- il campo di applicazione della norma è stato esteso ai pannelli non rettangolari;
- la procedura di interpolazione tra il comportamento di tipo colonna e quello di tipo piastra è stata rivista;
- è stata presa in considerazione la rigidezza torsionale degli irrigidenti a sezione chiusa;
- la presenza di irrigidenti longitudinali con bassa rigidezza viene trascurata nella verifica alle tensioni longitudinali;

- le regole per la resistenza ai carichi trasversali concentrati (*patch loading*) sono state riviste;
- le formule di interazione per la combinazione dei vari stati tensionali con il metodo delle sezioni efficaci sono state riviste ed estese;
- le regole per la verifica dell'instabilità indotta dalle flange sono state riviste;
- le regole per la verifica degli irrigidenti trasversali sono state riviste;
- il metodo delle tensioni ridotte è stato esteso al carico biassiale (ed è stato inserito un diagramma di flusso che ne dettaglia l'applicazione);
- le regole per le anime corrugate sono state estese.

Inoltre, non è più presente l'Annex C relativo alle analisi FEM in quanto è confluito nel nuovo EN 1993-1-14:2025 [3].

Una modifica significativa, che interessa entrambe le formulazioni EWM e RSM, riguarda il fattore di interpolazione ρ_c tra i coefficienti di riduzione ρ (comportamento a piastra) e χ_c (comportamento a colonna), che individua quanto il comportamento instabile di un pannello si avvicini più a una delle due tipologie limite. Nella nuova formulazione la legge di interpolazione dipende dalle procedure, analitiche o numeriche, con cui viene determinato il campo tensionale.

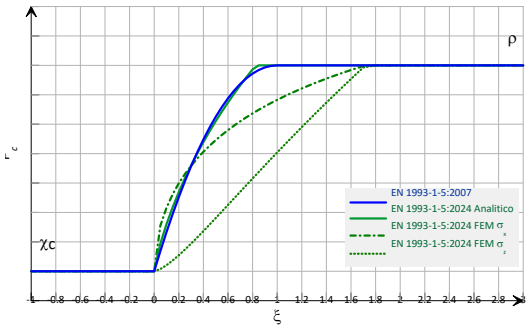


Fig. 1. Curve del fattore di interpolazione ρ_c negli Eurocodici di 1ª e 2ª generazione

2.2 Applicazione del metodo delle tensioni ridotte a modelli FEM a shell

Il metodo che subisce maggiori affinamenti nella seconda generazione dell'EN 1993-1-5 [2] è quello delle Tensioni Ridotte, che ora conduce a risultati più accurati ma richiede un onere computazionale superiore rispetto al passato.

Fino a oggi l'RSM è stato principalmente applicato nelle verifiche di travi analizzate globalmente con elementi *beam* e studio della stabilità del pannello con modelli locali dedicati (ricorrendo a software specifici quali *EBPlate* [6]). Ora la più precisa e puntuale definizione della procedura ne consente l'applicazione a modelli FEM di dettaglio a *shell*, attraverso l'implementazione di fogli di calcolo che post-processano i risultati di analisi lineari tensionali (LA) e di *buckling* (LBA), presenti ormai in tutti i software commerciali di analisi agli elementi finiti.

La procedura, applicata nella presente memoria al caso studio di una trave di via di corsa, è la seguente: per ogni pannello significativo si estraggono i risultati della *stress analysis* lineare LA (con eventuale eliminazione dei picchi tensionali legati alla discretizzazione), si determina la tensione ideale secondo Von Mises nei punti significativi della *mesh* e il relativo $\alpha_{ult,k}$ e si calcola, tramite analisi di *buckling* linearizzata LBA, il minor moltiplicatore critico di instabilità α_{cr}; una volta noti i moltiplicatori e la snellezza del pannello, si ricavano i fattori di riduzione per instabilità $\rho_{c,x}$, $\rho_{c,z}$, χ_w per le varie componenti tensionali, si calcola il fattore correttivo ρ_V e si eseguono le

verifiche nei punti significativi della *mesh* del pannello. La verifica più gravosa viene assunta come rappresentativa del tasso di sfruttamento dell'intero pannello.

3 APPROCCIO NUMERICO: PROGETTAZIONE ASSISTITA DA ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI

Il rilascio dell'EN 1993-1-14, avvenuto a fine 2025, rappresenta un avallo normativo tutt'altro che marginale della progettazione assistita da analisi numeriche mediante FEM. Negli Eurocodici di prima generazione tale concetto non era del tutto assente, si pensi all'Annex C dell'EN 1993-1-5:2006; tuttavia, il passaggio da annesso di una norma specifica a documento generale per tutte le strutture in acciaio, rappresenta un salto normativo non indifferente.
La ricerca scientifica sfrutta da decenni tecniche interamente numeriche a supporto di prove sperimentali, basandosi su numerose procedure [8], mentre la pratica ingegneristica ha visto solo di recente l'integrazione di questi metodi nei software commerciali per verifiche dirette di dettagli specifici, come le connessioni. La nuova norma rappresenta, quindi, una spinta ulteriore alla diffusione delle procedure numeriche nella professione.

3.1 Metodi indiretti e metodi diretti

Una prima classificazione delle possibili tipologie di analisi numeriche riguarda il processo di verifica. L'EN 1993-1-14:2025 [3] definisce, al §3.1, come "metodi indiretti" quelli che necessitano di processi di verifica separati e sequenziali alle analisi; tra di essi, figurano: **LA** (Analisi Lineare Elastica), **LBA** (Analisi alla biforcazione di equilibrio, la c.d. analisi di *Buckling*), **GNA** (Analisi non lineare geometrica), **GNIA** (Analisi non lineare geometrica con imperfezioni), **MNA** (Analisi non lineare meccanica).
I "metodi diretti" sono, invece, quelli in cui il processo di verifica è intrinseco nell'analisi stessa; a questa categoria appartengono: **MNA** (che, quindi, compare in entrambi i gruppi), **GMNA** (Analisi non lineare meccanica e geometrica) e **GMNIA** (Analisi non lineare meccanica e geometrica con imperfezioni). Si osserva che nei modelli FEM analizzati con approcci diretti è necessario includere l'esplicita definizione della resistenza del materiale (espressa come legge costitutiva) e gli effetti del second'ordine, incluse le imperfezioni globali e locali, al fine di pervenire a una verifica strutturale insita nell'analisi stessa.

3.2 Principali definizioni per le analisi GMNIA

La procedura numerica diretta più completa è senza dubbio l'analisi GMNIA. Si tratta di un metodo di valenza generale, che necessita di una serie di definizioni e di scelte fondamentali nel modello FEM e nei metodi di risoluzione analitica. Il [3] fornisce indicazioni per l'impiego dei metodi numerici nella progettazione delle strutture in acciaio, in particolare per le verifiche agli stati limite ultimi (inclusa la fatica) e agli stati limite di esercizio. La norma stabilisce, inoltre, i requisiti per l'applicazione di modelli FEM avanzati e riporta informazioni dettagliate a riguardo di:

- leggi costitutive del materiale
- limiti di deformazione plastica
- tipologie di elementi finiti
- imperfezioni.

Per rappresentare correttamente i meccanismi di collasso nelle analisi non lineari (geometriche e di materiale), il modello numerico deve integrare le imperfezioni geometriche e meccaniche delle strutture reali. A tale scopo, si ricorre alle imperfezioni equivalenti, che consentono di rappresentare in maniera sintetica l'influenza combinata delle diverse sorgenti di imperfezione.

Nei modelli numerici non lineari è, quindi, necessario introdurre una configurazione iniziale imperfetta, ottenuta perturbando la geometria ideale mediante forme modali rappresentative dei possibili meccanismi instabili. È prassi consolidata adottare forme di imperfezione derivate da analisi LBA condotte sulla struttura ideale soggetta alla distribuzione di carico considerata. Nel caso di modelli complessi, a causa del manifestarsi di numerose forme modali locali e globali, è opportuno considerare combinazioni di più forme, opportunamente scalate in ampiezza e segno, al fine di rappresentare nel modo più realistico il campo di imperfezioni. La norma indica di cumulare la magnitudo delle singole forme assumendo il 100% dell'imperfezione considerata prevalente e il 70% di quelle secondarie.

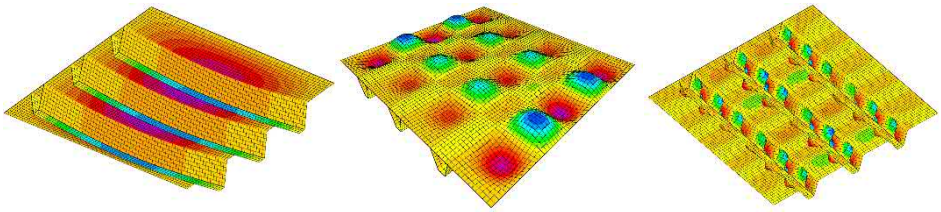


Fig. 2. Modi di buckling globali e locali per una piastra ortotropa

La maggior parte dei codici di calcolo FEM commerciali hanno la possibilità di modificare la geometria del modello tramite una forma di distorsione imposta basata su un singolo modo di buckling. Per i programmi che consentono di interagire con la geometria mediante un accesso diretto via *API*, è possibile implementare procedure automatiche di modifica della forma di imperfezione basate su più modi di *buckling*. In particolare, l'Ing. Bandini ha sviluppato in Python il *Plug-in MUG* [13] che interagisce tramite *OAPI* con il software commerciale *SAP2000* [14].

3.3 Processi di analisi e verifica

Le GMNIA sono analisi non lineari nel materiale e nella geometria che combinano effetti *P-Delta* con la tecnica dei Grandi Spostamenti. Le analisi includono, quindi, sia la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale prodotto da carichi membranali (matrice tangente ottenuta combinando la matrice di rigidezza elastica e quella geometrica sull'intero modello soggetto a una certa distribuzione di carico), sia la dipendenza della rigidezza dalla configurazione deformata (ogni *step* dell'analisi prevede la risoluzione delle equazioni di equilibrio a seguito della raggiunta deformazione).
Nelle analisi GMNIA, il metodo iterativo di Newton-Raphson completo è comunemente adottato per risolvere le equazioni non lineari: aggiornando la matrice tangente a ogni iterazione, si può cogliere accuratamente la perdita di rigidezza in prossimità dei punti critici. Tuttavia, in presenza di instabilità di tipo limite o *snap-through*, per garantire la convergenza è necessario integrare strategie di controllo del percorso (*path-following*), come i metodi *arc-length*, eventualmente combinati con tecniche di *line search* per migliorarne la convergenza.
Le analisi non lineari possono essere condotte secondo due procedure: controllo di forza e controllo di spostamento. Il vantaggio di un'analisi a controllo di spostamento è quello di riuscire a cogliere la risposta della struttura anche a seguito di una perdita di resistenza complessiva, sia essa prodotta da rotture locali o da instabilità. L'analisi a controllo di forza, d'altra parte, ha il vantaggio della semplicità. È importante osservare che solo analisi in controllo di spostamento sono capaci di cogliere fenomeni di *snap-through* e biforcazioni dell'equilibrio [16].

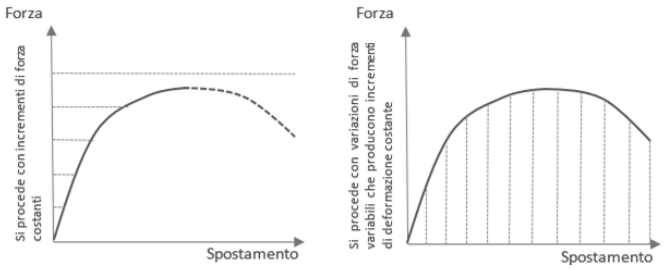


Fig. 3. Analisi in controllo di forza vs Analisi in controllo di spostamento

La scelta del punto di controllo (*control point*) e del grado di libertà associato (*control degree of freedom CDOF*) riveste un ruolo fondamentale nella stabilità numerica e nella capacità di convergenza dell'analisi non lineare. In generale, il punto di controllo dovrebbe essere selezionato in corrispondenza di un grado di libertà cinematicamente significativo per il fenomeno in esame, tipicamente associato agli spostamenti dominanti della struttura. Occorre prestare attenzione alla presenza di instabilità locali, che possono compromettere la rappresentatività del grado di libertà scelto rispetto alla risposta globale; si rende, pertanto, necessaria una scelta del *CDOF* coerente con la modalità di collasso attesa, al fine di garantire una corretta tracciatura del percorso di equilibrio e una maggiore robustezza della convergenza numerica.
Nelle GMNIA la resistenza strutturale è valutata sulla base della curva di capacità (forza-spostamento) associata al punto di controllo, rappresentativa della risposta non lineare fino al collasso. Due criteri possono governare la determinazione della resistenza:

- **C1 - Picco di resistenza**: la resistenza è assunta pari al massimo della curva di capacità, tipicamente associato a fenomeni di instabilità (biforcazione, *snap-through*), con conseguente perdita di rigidezza nel regime post-critico;
- **C2 - Limite deformativo**: la resistenza è definita dal valore della forza corrispondente al raggiungimento della deformazione ultima nel punto di controllo, rilevante nei casi in cui il comportamento è governato dalla capacità deformativa e non si osserva un picco pronunciato.

La resistenza caratteristica R_k è quindi determinata come il valore associato al criterio governante (C1 o C2), e, nel contesto GMNIA, coincide con la resistenza ottenuta dall'analisi non lineare, eventualmente corretta mediante fattori di calibrazione γ_{FE}.
La resistenza di progetto R_d è definita come R_k diviso per il coefficiente parziale di sicurezza γ_M associato al meccanismo resistente (γ_{M1} per instabilità, γ_{M2} per rotture fragili).

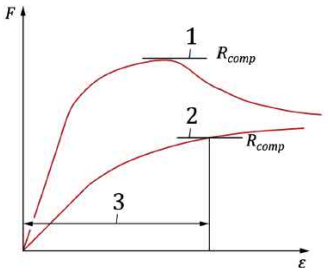


Fig. 4. Criteri di resistenza individuati sulle curve di capacità

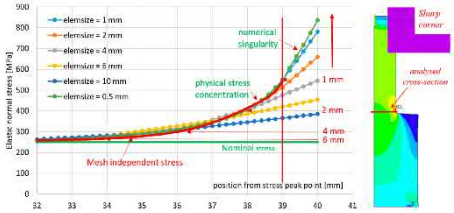


Fig. 5. Determinazione degli stress indipendenti dalla mesh [9], [18]

3.4 Dipendenza dei risultati dalla discretizzazione utilizzata

La sensibilità dei risultati in funzione della discretizzazione (*mesh*) è fortemente dipendente dal tipo di analisi: elevata per le grandezze locali in campo elastico (LA), ridotta per la risposta globale in regime plastico (MNA) e significativa per l'identificazione delle modalità instabili (LBA). Ne consegue che un raffinamento locale mirato, in particolare nelle zone a elevato gradiente tensionale o suscettibili di instabilità, rappresenta un requisito fondamentale per ottenere risultati affidabili e sostanzialmente indipendenti dalla *mesh*.
La concentrazione di tensioni rappresenta uno degli aspetti più critici nella modellazione FEM di strutture a piastra, in quanto elevate discontinuità locali nel campo tensionale, in corrispondenza di variazioni geometriche o punti di introduzione del carico, sono difficilmente rappresentabili con una discretizzazione finita. È necessario distinguere tra concentrazioni fisiche di tensione e singolarità numeriche, che coesistono nei modelli FEM e non sono immediatamente separabili. Le prime rappresentano fenomeni reali legati alla geometria e al trasferimento degli sforzi, le seconde derivano dall'approssimazione numerica. La corretta identificazione di queste due componenti è il primo passo per una valutazione affidabile [18].
L'effetto della *mesh* risulta determinante: al diminuire della dimensione degli elementi, il picco tensionale tende ad aumentare, mentre la regione influenzata dalla concentrazione si riduce. Tuttavia, esiste una zona in cui i valori risultano indipendenti dalla *mesh* (*mesh-independent stresses*), che rappresenta la distribuzione fisicamente significativa delle tensioni (Fig. 5).

3.5 Possibili criticità nei modelli FEM

La qualità e l'accuratezza del modello FEM dipende in modo determinante dalla capacità di riprodurre fedelmente lo schema statico e le condizioni al contorno, evitando semplificazioni non controllate.
I vincoli introdotti nel modello sono spesso idealizzati (incastri perfetti, appoggi rigidi), mentre nella realtà presentano sempre una certa cedevolezza che, se trascurata, può condurre a una sovrastima della rigidezza globale e a una distribuzione non realistica delle sollecitazioni. Un errore frequente consiste nell'introduzione inconsapevole di iperstaticità spurie, quali il raddoppio di vincoli o la sovrapposizione di condizioni di congruenza non coerenti.
Analogamente, la modellazione dei carichi richiede particolare attenzione; per carichi reali che derivano da contatti distribuiti, l'usuale schematizzazione con forze nodali non è adeguata, in quanto segue leggi non lineari, influenzate da condizioni di vincolo unilaterali o parziali.

4 ESEMPI DI CALCOLO SU SINGOLI PANNELLI

Al fine di acquisire sensibilità con le procedure analitiche e numeriche previste per le verifiche delle lastre caricate nel proprio piano, vengono preliminarmente analizzati tre esempi caratterizzati da campi tensionali elementari, secondo gli schemi di carico riportati nella seguente figura.

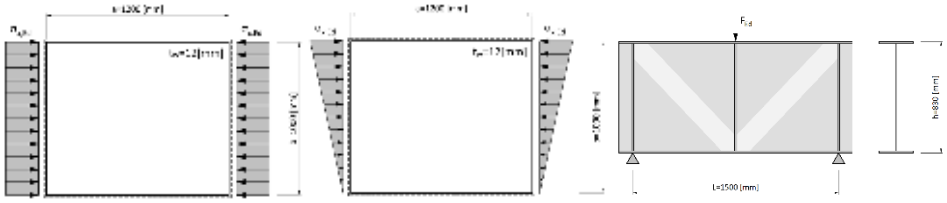


Fig. 6. Esempi di calcolo 1, 2 e 3: singoli pannelli esaminati con procedure analitiche (EWM e RSM) e numeriche (LA, LBA, MNA, GNIA, GMNIA)

Per ciascun caso vengono dapprima effettuate le verifiche con approcci analitici, secondo i metodi delle Sezioni Efficaci (EWM) e delle Tensioni Ridotte (RSM). Il primo viene applicato calcolando gli stati tensionali sul pannello e le conseguenti proprietà efficaci della sezione (se necessario con procedura iterativa), determinando quindi gli opportuni coefficienti di riduzione per instabilità (a piastra, a colonna, a taglio) e infine i valori dei carichi limite applicabili al pannello.
Il secondo, per il quale si utilizza il tool *EBPlate* per il calcolo dei moltiplicatori critici del primo modo instabile, viene applicato utilizzando le due distinte procedure previste dalla norma per la determinazione dei fattori di riduzione per instabilità: la formulazione che segue il metodo EWM e quella che utilizza le curve di instabilità generali (*General Buckling Curve GBC*).
Successivamente si passa alle analisi numeriche basate su modelli FEM realizzati con il codice di calcolo *SAP2000* [14]. Gli elementi adottati sono di tipo *shell layered/nonlinear*, con 5 punti di integrazione nello spessore. Il comportamento del materiale è descritto mediante criterio di snervamento di *Von Mises*, assumendo un acciaio con modello elasto-plastico perfetto (EPP) con incrudimento nominale per favorire la convergenza della soluzione.
Le analisi iniziali sono condotte in campo lineare elastico (LA) e mediante analisi di *buckling* linearizzato (LBA). Le forme modali di instabilità e i corrispondenti autovalori vengono raffrontati con i valori teorici di riferimento determinati in precedenza con *EBPlate*, risultando sempre coerenti.
Prima di eseguire le analisi GNIA e GMNIA, le configurazioni ideali vengono perturbate mediante l'introduzione di imperfezioni equivalenti. Al fine di valutare la sensibilità dei risultati rispetto alla forma e all'ampiezza delle imperfezioni iniziali, si considerano diversi scenari di combinazione di imperfezioni. Le analisi vengono, quindi, condotte in controllo di spostamento mediante il metodo di *Newton-Raphson* nella formulazione completa.

4.1 Esempio 1: Pannello rettangolare soggetto a compressione monoassiale con distribuzione uniforme

Trattandosi dell'esempio di calcolo più semplice, è quello sul quale si esegue il maggior numero di analisi e test di sensitività per le varie tipologie di analisi FEM, lineari e non lineari.
Le analisi GMNIA sono condotte esaminando cinque diverse configurazioni di imperfezioni iniziali, evidenziando un buon accordo tra i risultati ma anche una certa sensibilità degli stessi all'imperfezione iniziale adottata. Il meccanismo dominante corrisponde al criterio C1, con raggiungimento del punto di massimo della curva di capacità corrispondente al punto di *snap*. Il criterio C2 si raggiunge per uno spostamento del punto di controllo molto maggiore di quello associato al Criterio C1, quindi non è significativo ai fini della capacità ultima.

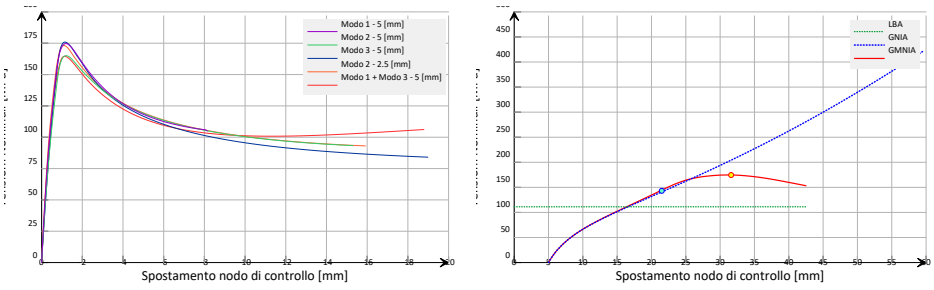


Fig. 7. Curva di capacità al variare delle imperfezioni iniziali (a sinistra) e curve tensione-spostamento per le varie analisi FEM condotte (a destra)

Tab. 1. Tensione limite di compressione al variare delle imperfezioni iniziali

Tipo di imperfezione	σ_{lim} [MPa]
Modo 1 (5 [mm])	177
Modo 2 (5 [mm])	168
Modo 3 (5 [mm])	178
Modo 2 (2.5 [mm])	176
Modo 1 + Modo 3 (5 [mm])	167

Tab. 2. Tensione limite di compressione in funzione del tipo di analisi condotta

Tipo di imperfezione	σ_{lim} [MPa]
LA	355
LBA	113
GNIA	143
GMNIA (Modo 1)	177
GMNIA (Modo 1 + Modo 3)	167

Il confronto in termini di carico limite del pannello in funzione della metodologia (analitica o numerica) utilizzata, evidenzia che il valore di resistenza massimo è quello determinato tramite l'analisi GMNIA con l'imperfezione relativa al primo modo instabile. Tra i metodi analitici, si osserva come il metodo delle Sezioni Efficaci e quello delle Tensioni Ridotte conducano a risultati molto simili solo nel caso di utilizzo del fattore di riduzione per instabilità a lastra calcolato secondo la procedura EMW, mentre la GBC fornisce un risultato sensibilmente più conservativo.
Si analizza, infine, quanto la snellezza del pannello incida nella determinazione del fattore di riduzione per instabilità (Fig. 8).

Tab. 3. Carico limite del pannello in funzione del metodo di verifica

Metodo di verifica	N_{lim} [kN]
Sezioni Efficaci	2075
Tensioni ridotte $\rho_{c,x,EWM}$	2101
Tensioni ridotte $\rho_{c,x,GBC}$	1776
GMNIA (Modo 1)	2124
GMNIA (Modo 1 + Modo 3)	2004

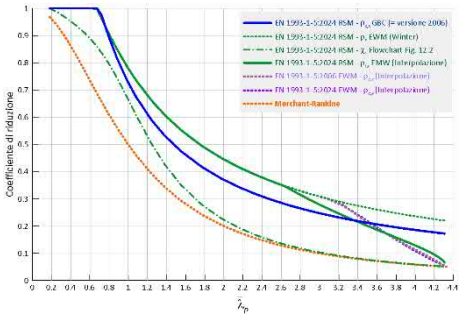


Fig. 8. Coefficiente di riduzione per instabilità in funzione della snellezza del pannello

4.2 Esempio 2: Pannello rettangolare soggetto a compressione e flessione

Anche per questo esempio, il valore di resistenza massimo è quello determinato tramite l'analisi GMNIA. In questo caso, tuttavia, l'incremento di capacità riscontrabile rispetto ai metodi analitici è sensibile, in quanto si riesce ad attingere alla riserva di resistenza delle zone del pannello meno sollecitate.

Tab. 4. Carico e momento limite del pannello in funzione del metodo di verifica

Metodo di verifica	N_{lim} [kN]	M_{lim} [kNm]
Sezioni Efficaci	1367	266
Tensioni ridotte $\rho_{c,x,EWM}$	1370	230
Tensioni ridotte $\rho_{c,x,GBC}$	1235	206
GMNIA (Modo 1)	1669	278

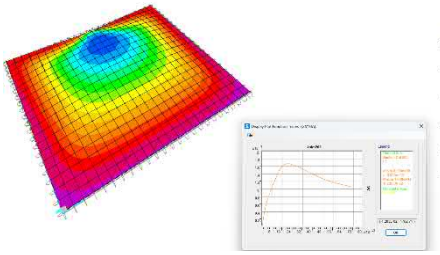


Fig. 9. Curva di capacità [14]

Tra i metodi analitici, l'applicazione delle Sezioni Efficaci conduce a risultati che sfruttano meglio le risorse post-critiche, grazie alla variazione della distribuzione tensionale nel pannello che da triangolare passa a trapezoidale. Tra le procedure del metodo delle Tensioni Ridotte, quella che adotta la curva generale di instabilità risulta, come in precedenza, sensibilmente più conservativa.

4.3 Esempio 3: Pannello d'anima di una trave composta saldata soggetto a puro taglio

Il terzo caso studio prende spunto da una prova sperimentale a taglio, descritta in [19].
L'analisi GMNIA conduce alla curva di capacità e deformazione al collasso riportata nella seguente figura. Si rileva una perfetta corrispondenza con la forma assunta nel collasso della prova sperimentale riportata in [19], con sviluppo del meccanismo a bande diagonali di trazione.

Tab. 5. Massima azione esterna equilibrabile dalla trave in funzione del metodo di verifica

Metodo di verifica	**N_{lim} [kN]**
Sezioni Efficaci	200.13
Tensioni ridotte $\rho_{c,x,EWM}$	199.62
Tensioni ridotte $\rho_{c,x,GBC}$	190.33
GMNIA (Modo 1 + Modo 8)	240.95

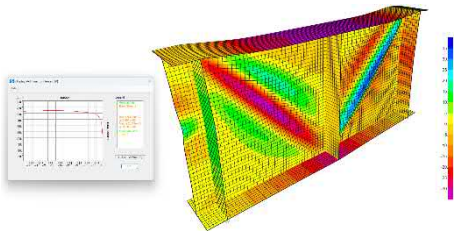


Fig. 10. Curva di capacità [14]

Il valore di resistenza massimo determinato tramite GMNIA risulta significativamente superiore rispetto a quelli calcolati con metodi analitici, in linea con le conclusioni riportate in [19], nelle quali si osserva che per rapporti di snellezza dell'anima elevati (385 nel caso in esame) le formulazioni dell'Eurocodice sottostimino in modo significativo la resistenza ultima a taglio.

5 CASO STUDIO: TRAVE DI VIA DI CORSA PER DOPPIO CARROPONTE

Il caso studio proposto è relativo all'analisi di una trave di via di corsa esistente per doppio carroponte, facente parte di un capannone industriale oggetto di ampliamento.
La via di corsa è realizzata mediante una trave composta saldata di tipo H 2000 x 350 x 20 x 12 [mm] in acciaio S 275, con luce netta tra gli appoggi pari a 15 [m]. La trave è destinata a sostenere due carriponte, aventi portata rispettivamente pari a 50 [t] e 30 [t]. L'anima della sezione trasversale è dotata di irrigidenti trasversali a tutta altezza, disposti con interasse pari a 2500 [mm] e intervallati da irrigidenti con altezza pari a metà di quella del pannello. Per garantire un'adeguata rigidezza torsionale e l'equilibrio delle azioni trasversali trasmesse dai carriponte, è previsto un cassone tralicciato a sezione triangolare.
Le azioni massime dovute ai pesi propri e trasmesse dagli apparecchi di sollevamento sono definite con riferimento alla EN 1991-3:2006 [22]. Tali azioni vengono tradotte in carichi concentrati, applicati nelle posizioni che massimizzano gli effetti di flessione e taglio. Le configurazioni più gravose sono determinate mediante analisi con carichi mobili, attraverso l'applicazione delle linee di influenza. Vengono considerati carichi verticali, longitudinali, trasversali e gli effetti torsionali dovuti all'eccentricità parassite.
La prima verifica viene condotta secondo il metodo delle Sezioni Efficaci e ha richiesto lo sviluppo di un complesso foglio di calcolo. La procedura prevede la determinazione delle caratteristiche meccaniche della sezione efficace della trave di via di corsa (per la quale sono necessarie tre iterazioni), la verifica della sezione trasversale e del pannello d'anima per effetto delle tensioni longitudinali, la verifica del pannello d'anima a taglio e la verifica per carichi concentrati (*patch loading*);

a valle delle singole verifiche viene valutata la sovrapposizione tra le componenti tensionali secondo tre criteri di interazione. Infine, si giunge alla determinazione del massimo carico equilibrabile dalla via di corsa, differenziato per i meccanismi di instabilità del pannello e di resistenza della piattabanda superiore.
Il metodo delle Tensioni Ridotte viene applicato con riferimento a un modello FEM di dettaglio (lo stesso utilizzato per le analisi GMNIA), sul quale si eseguono analisi LA e LBA i cui risultati vengono trattati secondo la procedura descritta al §2.2. Ai fini di confronto, si sono implementati l'approccio a coefficiente riduttivo unico dell'EN 1993-1-5:2006 e gli approcci EMW e GBC dell'EN 1993-1-5:2024.

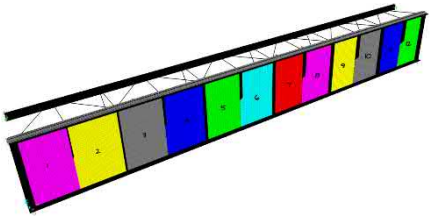


Fig. 11. Numerazione dei pannelli

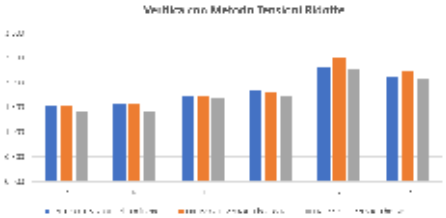


Fig. 12. Fattore di sicurezza per verifiche RSM

Il modello FEM, realizzato con il software *SAP2000* [14], è costituito da circa 25.000 nodi, oltre 300 elementi monodimensionali (per gli elementi della tralicciatura e per la rotaia), circa 90.000 elementi *Shell Layered/Nonlinear* e, infine, 3.400 elementi *Link* (prevalentemente a comportamento non lineare). Questi ultimi sono utilizzati per realizzare il collegamento tra la rotaia *burback* e la piattabanda superiore, per modellare i vincoli alle estremità della trave di carroponte (sia verticali che orizzontali) e per collegare adeguatamente i frame degli elementi di controventamento e le shell della trave, al fine di creare una zona di ripartizione adeguata degli sforzi ed evitare singolarità nella concentrazione di tensione sugli elementi di trave.
Particolare cura viene posta nella modellazione dell'interfaccia tra la *burback* e la piattabanda superiore della trave, al fine da ricreare le corrette eccentricità dei carichi e il reale andamento delle pressioni contatto. Per evitare che la rotaia, con la sua rigidezza elastica, possa limitare l'instaurarsi di instabilità locali nella piattabanda della trave, si introducono non linearità meccaniche tramite cerniere plastiche con legge costitutiva a fibre.
Le imperfezioni vengono inserite considerando forme globali e locali, opportunamente combinate secondo i criteri descritti al §3.2 e utilizzando il *Plugin MUG* [13]. Si realizza un numero congruo di modelli deformati per valutare la dipendenza dei risultati delle imperfezioni scelte.

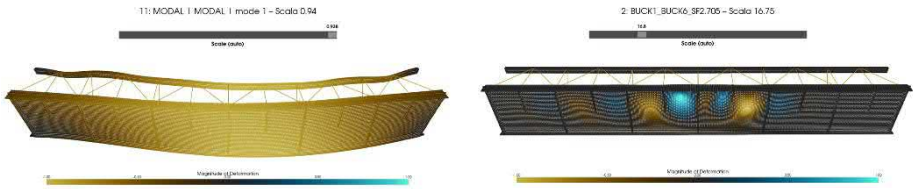


Fig. 13. Modi globali e locali utilizzati in combinazione per le imperfezioni iniziali

Sul modello privo di imperfezioni si conduce un'analisi lineare meccanica e geometrica, considerando unicamente le non linearità meccaniche di vincoli esterni e interni. I risultati vengono utilizzati come input per le verifiche con il metodo RSM, descritte in precedenza.

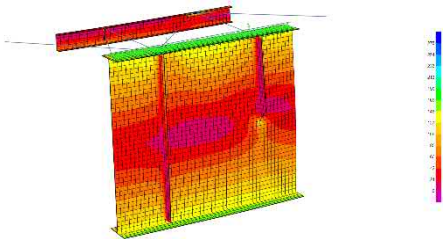


Fig. 14. Tensioni ideali alla Von Mises

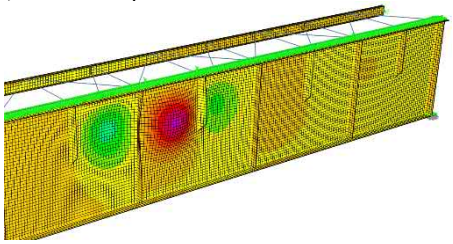


Fig. 15. Forma instabile locale dei pannelli

Le GMNIA sono condotte analizzando due tipologie geometria iniziale deformata: utilizzando unicamente imperfezioni locali o considerando sia imperfezioni globali che locali. I valori numerici delle resistenze nei due scenari non si discostano in modo significativo, cambia tuttavia il meccanismo di collasso, che in entrambi i casi risulta essere misto tra pannello e piattabanda, ma solo nel modello con imperfezioni sia globali che locali è possibile cogliere il meccanismo di flesso-torsione complessivo della trave (seppur in questo caso non produca un effetto significativo).

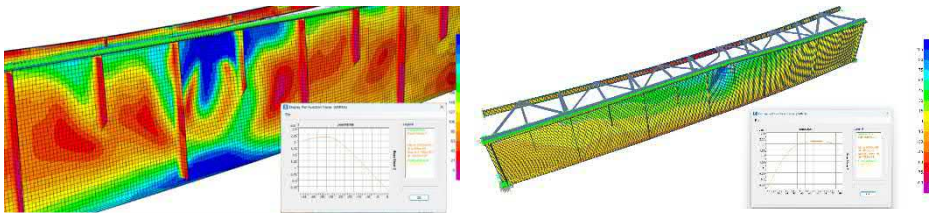


Fig. 16. Curva di capacità e meccanismo di collasso per il modello con sole imperfezioni locali (a sinistra) e con imperfezioni globali e locali (a destra)

Tab. 6. Azione limite equilibrabile dalla trave in funzione del metodo di verifica

Metodo di verifica	**N_{lim} [kN]**
Sezioni Efficaci (pannello)	1985.58
Sezioni Efficaci (ala compressa)	1783.07
Tensioni ridotte (pannello $\rho_{c,x,EWM}$)	1975.41
Tensioni ridotte (pannello $\rho_{c,x,GBC}$)	1823.89
Tensioni ridotte (ala compressa)	1944.01
GMNIA (imperf. locali)	2061.90
GMNIA (imperf. locali + globali)	2022.86

Utilizzando il metodo delle Sezioni Efficaci, si osserva che il valore del carico limite corrisponde al collasso dell'ala compressa, che si manifesta per un'azione esterna inferiore di circa il 10% rispetto a quella che determina il collasso per instabilità del pannello maggiormente sollecitato. Analogo risultato si ottiene applicando il metodo delle Tensioni Ridotte con la procedura EWM, anche se i valori di capacità di pannello e ala compressa sono molto più simili; con la procedura GBC la verifica di stabilità del pannello risulta, come sempre, più penalizzata.

La GMNIA mostra come il carico ultimo sia in linea con il valore ottenuto analiticamente per il collasso dovuto all'instabilità del pannello (differenza inferiore al 2%). Questo risultato è molto significativo, in quanto dimostra come le analisi non lineari consentano di cogliere al meglio il comportamento ultimo delle strutture. Analizzando in dettaglio i risultati è possibile, infatti, rilevare che il meccanismo duttile di plasticizzazione dell'ala superiore precede il collasso generale della struttura, che si manifesta per instabilità del pannello d'anima.

6 CONCLUSIONI

Con la seconda generazione dell'EN 1993-1-5, la trattazione delle lastre caricate nel proprio piano beneficia di un'estensione del campo di applicazione delle tradizionali formulazioni dei metodi delle Sezioni Efficaci e delle Tensioni Ridotte, coprendo con miglior precisione una maggiore casistica, anche grazie agli affinamenti introdotti nelle procedure di calcolo.
L'applicazione del metodo delle Sezioni Efficaci conduce, generalmente, a risultati che sfruttano maggiormente le risorse post-critiche, mentre il metodo delle Tensioni Ridotte, grazie alla maggior semplicità e alle possibilità offerte dalla sua applicazione a modelli FEM a *shell* di dettaglio, analizzati linearmente tramite LA e LBA, può essere utilizzato per una casistica più ampia.
Nella pratica professionale, tuttavia, possono presentarsi situazioni nelle quali i metodi analitici non risultano applicabili o, comunque, non siano sufficientemente accurati. La GMNIA si rivela uno strumento efficace per cogliere il comportamento reale nei casi in cui la geometria del problema e la distribuzione delle tensioni indotte dai carichi si discostino significativamente da quelle per le quali sono state tarate le formulazioni normative
Tramite la GMNIA è, inoltre, possibile determinare le effettive risorse ultime di una struttura, cogliendo quali meccanismi siano duttili e consentano un incremento di carico rispetto a meccanismi di tipo instabile che, invece, determinano il collasso del sistema.
In conclusione, gli esempi analizzati mostrano come la GMNIA sia uno strumento che consente di cogliere il reale meccanismo di collasso di un sistema, in particolare quando i carichi limite sono simili per i vari meccanismi e il collasso avvenga per modalità che coinvolgono più fenomeni. Questo aspetto si rivela particolarmente utile sia nel caso di valutazione della sicurezza di strutture esistenti che per l'ottimizzazione del progetto di strutture di nuova realizzazione.

BIBLIOGRAFIA

[1] UNI EN 1993-1-5:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
[2] UNI EN 1993-1-5:2024 - Eurocodice 3 - Progetto di strutture di acciaio - Parte 1-5: Lastre ortotrope
[3] UNI EN 1993-1-14:2025 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-14: Progettazione assistita da analisi agli elementi finiti
[4] Beg D., Kuhlmann U., Davaine L., Braun B., *Design of plated structures,* ECCS Eurocode Design Manuals, Portugal, 2010
[5] Johansson B., Maquoi R., Deslacek G., Muller C., Beg D., *Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements"*, Joint Report JRC-ECCS, European Communities, 2007
[6] Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM), *EBPlate: Assessment of the buckling resistance of plated elements*, software, Saint-Aubin, France, 2013, www.cticm.com/notre-librairie
[7] Braun B., Kuhlmann U., *Reduced stress design of plates under biaxial compression*, Steel Construction 5 (2012), No. 1

[8] Bathe K. J., *Finite Element Procedurese*, Prentice Hall, Pearson Education, Inc., Watertown, MA, 1996
[9] CEN/TR 1993-1-141:2024 - Eurocode 3: - Design of Steel Structures - Part 1-141: Background and Explanations on EN 1993-1-14: Design assisted by finite element analysis, 8th draft, October 2024
[10] UNI EN 1993-1-1:2022 - Eurocodice 3 - Progettazione delle Strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
[11] UNI EN 1993-1-6:2025 - Eurocodice 3 - Progettazione delle Strutture di acciaio - Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
[12] Braun B., Chacón R., Degée H., Duchêne Y., Dunai L., Kövesdi B., Kuhlmann U., Lener G., Pourostad V., Sinur F., Timmers R., *Design of steel plated structures with finite elements*, ECCS Eurocode Design Manual, Ernst & Sohn GmbH, Berlin, Germany, 2023
[13] Bandini L., *Plugin MUG – Modify Undeformed Geometry for Imperfections – free plug-in per SAP2000, http://www.leonardobandini.it/lezioni/cta2026/MUG_SAP2000_plugin.zip*
[14] Computers And Structures inc. «SAP2000» Walnut Creek, CA 94596, V27
[15] UNI EN 1993-1-3:2024 - Eurocodice 3 - Progetto di strutture di acciaio - Parte 1-3: Profili e lamiere sottili formati a freddo
[16] Bandini L., GMNIA - Analisi non lineare geometrica e per materiale con imperfezioni per strutture in acciaio (seconda parte), Costruzioni Metalliche 6/22
[17] Timoshenko S. P., Goodier J. N., *Theory of Elasticity*, McGraw-Hill; New York, 1951
[18] Bärnkopf E., Kövesdi B., Dunai L., Investigation of Stress Concentration Zones in FEM Based Design of Welded Plated Structures, Buildings 2023, 13, 1057
[19] Mamazizi S., Crocetti R., Mehri H., *Numerical and experimental investigation on the post-buckling behavior of steel plate girders subjected to shear*, Proceedings of the Annual Stability Conference Structural, Stability Research Council, St. Louis, Missouri, 2013
[20] Höglund T., Behaviour and strength of the web of thin plate I-girders with and without web holes, 1972
[21] Rockey K. C., Škaloud M., *The Ultimate Load Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear*, The Structural Engineer, Vol. 50, No. 1, pp. 29–48,1972
[22] UNI EN 1991-3:2006 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 3: Azioni indotte da gru e macchinari
[23] UNI EN 1993-6:2026 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

PAROLE CHIAVE

Lastre caricate nel piano, Metodo delle sezioni efficaci, Metodo delle tensioni ridotte, Modellazione FEM, Analisi GMNIA, Imperfezioni, Eurocodici di seconda generazione

COMPORTAMENTO A INSTABILITÀ DI MEMBRATURE IN ACCIAIO RASTREMATE: INDAGINE SPERIMENTALE E NUMERICA

BUCKLING BEHAVIOUR OF TAPERED STEEL MEMBERS: EXPERIMENTAL AND NUMERICAL INVESTIGATION

Oriana Ilnica,
University of Trento
Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering
Trento, Italy
oriana.ilnica@unitn.it

Carlos Couto
University of Aveiro
Department of Civil Engineering
Aveiro, Portugal
ccouto@ua.pt

Gabriele Zanon,
University of Trento
Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering
Trento, Italy
gabriele.zanon@unitn.it

Nicola Tondini,
University of Trento
Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering
Trento, Italy
nicola.tondini@unitn.it

ABSTRACT

Tapered steel members with slender cross-sections enable efficient material distribution and significant self-weight reductions in long-span structures (20–60 m). However, their structural response is governed by the interaction between local and global buckling phenomena, which current design provisions do not fully capture, particularly for beams and beam-columns made of welded slender plates.

This paper presents a combined numerical and experimental investigation into the buckling behavior and load-carrying capacity of tapered steel beams. Members with different taper ratios and slenderness values are studied to assess their influence on the structural response.

A preliminary numerical study was used to identify the governing parameters and to define the geometry, loading conditions, and expected failure modes of the experimental specimens. In this respect, nonlinear finite element analyses, namely geometrically and materially nonlinear analyses with imperfections (GMNIA), were conducted in Abaqus. The models incorporate both geometric

imperfections (local and global) and material imperfections through residual stresses. The paper reports the adopted numerical model and its preliminary results, highlighting the effect of slenderness failure modes of tapered beams. The experimental procedure is also described, together with preliminary results from two tests on beam specimens and their comparison with the numerical predictions.
The findings are expected to provide insight into the limitations of existing design formulations and to contribute to the development of more consistent and less conservative design approaches for tapered members with slender cross-sections. This work is part of the European project TaperFrame.

SOMMARIO

Gli elementi in acciaio rastremati con sezioni trasversali snelle consentono un'efficiente distribuzione del materiale e una significativa riduzione del peso proprio nelle strutture di grande luce (20–60 m). Tuttavia, il loro comportamento strutturale è governato dall'interazione tra fenomeni di instabilità locale e globale, che le attuali normative di progetto non riescono a descrivere completamente, in particolare per travi e travi-colonna realizzati mediante piastre saldate snelle.
Questo articolo presenta un'indagine numerica e sperimentale sul comportamento a instabilità e sulla capacità portante di travi rastremate. Sono stati studiati elementi caratterizzati da diversi rapporti di rastremazione e valori di snellezza, al fine di valutarne l'influenza sulla risposta strutturale. Uno studio numerico preliminare è stato utilizzato per individuare i parametri governanti e per definire la geometria, le condizioni di carico e le modalità di collasso attese delle prove sperimentali. A tal fine, sono state condotte analisi agli elementi finiti non lineari, comprendenti non linearità geometriche e del materiale con imperfezioni (GMNIA), mediante il software Abaqus. I modelli includono sia imperfezioni geometriche (locali e globali) sia imperfezioni del materiale, rappresentate tramite tensioni residue. L'articolo descrive il modello numerico adottato e i relativi risultati preliminari ottenuti, evidenziando l'effetto della snellezza sulle modalità di collasso di travi rastremati. Viene inoltre illustrata la procedura sperimentale, insieme ai risultati preliminari di due prove su travi e al loro confronto con le previsioni numeriche.
I risultati attesi forniranno indicazioni sui limiti delle formulazioni progettuali esistenti e contribuiranno allo sviluppo di approcci progettuali più coerenti e meno conservativi per elementi rastremati con sezioni trasversali snelle. Questo lavoro si inserisce nell'ambito del progetto europeo TaperFrame.

1 INTRODUCTION

Web-tapered members represent an efficient structural solution in steel construction, particularly for large-span applications such as portal frames. By varying the web depth along the member length, material can be placed where it is most needed, allowing significant weight savings compared with prismatic rolled sections while maintaining adequate strength and stiffness.
However, the geometric non-uniformity that makes tapered members efficient also makes their stability assessment more complex. Three main difficulties arise. First, the cross-section class may vary along the member, and the governing class does not necessarily correspond to the location of maximum first-order utilization ratio. Second, the critical section for stability cannot be identified by inspection, since the first-order and second-order critical sections generally differ. Third, in slender tapered members with predominantly class 4 cross-sections, the response is governed by the complex interaction between local plate buckling and global member instability.
EN 1993-1-1:2022 [1] provides two approaches for member stability verification. The isolated member approach, given in clauses 8.3.1–8.3.3, is widely used for prismatic members and treats the different buckling modes independently through established interaction formulae. However, its

assumptions of uniform cross-section, standard boundary conditions and uncoupled buckling modes make it unsuitable for tapered members.
For non-uniform members, the prescribed Eurocode analytical approach is the General Method of clause 8.3.4. This method evaluates the overall out-of-plane stability of a structural component through two load amplifiers: $\alpha_{ult,k}$, associated with cross-section resistance under in-plane behaviour, and $\alpha_{cr,op}$, the elastic critical load amplifier for lateral or lateral-torsional buckling obtained from a linear buckling analysis. These parameters define a generalized slenderness and a corresponding reduction factor. Although attractive for complex geometries and coupled buckling modes, the application of the General Method to slender tapered members remains challenging.
Several issues are still unresolved. The choice of buckling curve is ambiguous because the cross-section proportions, and therefore the imperfection factor α, vary along the length. The common practice of adopting the most unfavorable curve may be overly conservative. Moreover, identifying the governing cross-section class requires an iterative evaluation of first- and second-order stresses at several locations, which is impractical for routine design. For class 4 sections under combined loading, the determination of $\alpha_{ult,k}$ raises additional questions about how local buckling effective properties should be computed and where they should be evaluated. Previous numerical studies confirm that, depending on cross-section slenderness and taper ratio, the General Method may lead to results ranging from conservative to potentially unconservative [2], [3].
While the analytical and numerical understanding of tapered member stability has advanced substantially, through the Ayrton-Perry based design proposals of Marques et al. [4]-[5] for flexural buckling, lateral-torsional buckling, and beam-column interaction, respectively, the experimental evidence base remains narrow. The Tapersteel programme [6], [7] represents the most comprehensive experimental campaign to date, including full-scale web-tapered columns, beam-columns, and beams. These tests confirmed the validity of the analytical design models for the specific configurations studied and provided the experimental data needed to calibrate and validate advanced GMNIA numerical models.
However, all specimens in the Tapersteel programme had relatively stocky cross-sections and mainly addressed global buckling modes. The behavior of class 4 web-tapered members, where local and global buckling interact, has not yet been experimentally investigated in sufficient detail. This represents a relevant gap, since this is precisely the range in which maximum material efficiency and stability complexity coexist.
On these premises, the European Research Fund for Coal and Steel TaperFrame project was funded with the aim to overcome the current limitations in the design of slender steel tapered members by developing more efficient design rules that improve structural performance while reducing material usage. In particular, the University of Trento is in charge of the experimental campaign, which includes tests on solid web tapered members, on cellular members and on joints. The resulting experimental data will be used to calibrate and validate high-fidelity numerical models, which will then be employed to extend the database for the development of design rules.
This paper investigates the buckling behaviour of slender solid web tapered I-section members with predominantly class 4 cross-sections. Particular attention is given to the global lateral-torsional buckling, for which the results of two tests are reported.

2 EXPERIMENTAL PROGRAMME

The whole experimental programme at the University of Trento includes 10 tests on solid web tapered members, 8 tests on cellular members and 3 tests on joints. In particular, the experimental campaign on solid web tapered members consists of 6 tests in bending and 4 tests under combined bending and axial load. The geometry of the specimens was defined through a preliminary numerical investigation aimed at producing specimens representative of different failure mechanisms by varying key parameters such as plate slenderness and taper ratio. The specimens were designed to

cover three ranges: short slenderness range, governed by local buckling or cross-section resistance; long slenderness range members, governed by global lateral-torsional buckling; and intermediate slenderness range members, where local and global buckling interact.
For repeatability purposes, the tests were designed in pairs. As a result, the campaign includes five distinct specimen configurations:

- 3 beams under bending only, representative of short (M_Sh), intermediate (M_I) and long slenderness ranges (M_L);
- 2 beam-columns under combined bending and axial load, both in the intermediate slenderness range but with different taper ratios: M+N_TR2 (taper ratio 2) and M+N_TR3 (taper ratio 3).

The tests represent simply supported beams or beam-columns with lateral restraints, subjected to four-point bending loading and, for beam-column specimens, an additional axial load. A schematic representation is shown in Fig. 1.

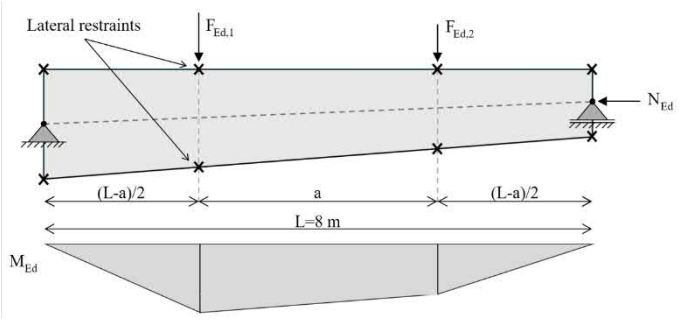


Fig. 1. Simply supported tapered member with lateral restraints subject to 4-point bending (and axial load for beam-column case).

All members have a total length of 8 m and are made of S355 steel. The different slenderness range is obtained by varying the cross-section dimensions and the distance between the applied point loads. For the beam-columns, the axial load is taken as 20% of the axial resistance of the smallest cross-section, calculated according to its class. The load ratio, defined as the ratio between $F_{Ed,1}/F_{Ed,2}$, ensures that the critical cross-section lies between the load application points. Table 1 reports the main parameters of the test specimens.

Table 1. Test specimens' parameters.

Parameter	**M_Sh**	**M_I**	**M_L**	**M+N_TR2**	**M+N_TR3**
Web dimensions (mm)	720/348x5	720/350x5	720/352x5	720/350x5	760/240x6
Flange dimensions (mm)	250x12	180x10	160x8	180x10	200x10
Taper ratio	2	2	2	2	3
Load ratio	2	2	1	2	3
a (m)	3.0	3.0	5.5	3.0	3.0
N_{Ed} (kN)	0	0	0	425	485

3 PRELIMINARY NUMERICAL INVESTIGATION

3.1 Numerical model

The preliminary numerical investigation was performed using finite element software Abaqus. To reproduce the expected behaviour of the specimens, geometrically and materially nonlinear analyses with imperfections, namely GMNIA, were carried out.

The members were modeled using linear four-node shell elements, which are suitable for slender members because they allow capturing local buckling phenomena. The material model followed EN 1993-1-14:2025 [8] and was defined as elastic–perfectly plastic without strain hardening, including a nominal post-yield slope for numerical stability. The nominal steel strength was multiplied by a factor of 1.3 to estimate the actual steel strength; therefore, f_{ym} = 461.5 MPa was used instead of f_y = 355 MPa. A limiting principal strain of 5% was adopted, as recommended by the National Annex of EN 1993-1-5 [9]. Following a mesh sensitivity study, the web and flanges were discretized with shell elements with a maximum size of 20 mm.

Fork supports at the end sections were represented using kinematic coupling constraints, with roller and hinge boundary conditions applied to reference points located at the web centroid. Additional lateral restraints were introduced at the top and bottom of the cross-sections at the load application points. Vertical loads were applied as distributed pressures over small areas on the top flanges.

For beam-column specimens, the axial load was applied as a distributed pressure on a rigid end plate to avoid excessive plate deformation. The axial load was introduced first as an initial condition, after which the vertical loads were applied through a displacement-controlled analysis using the Riks method. Fig. 2 shows the numerical model.

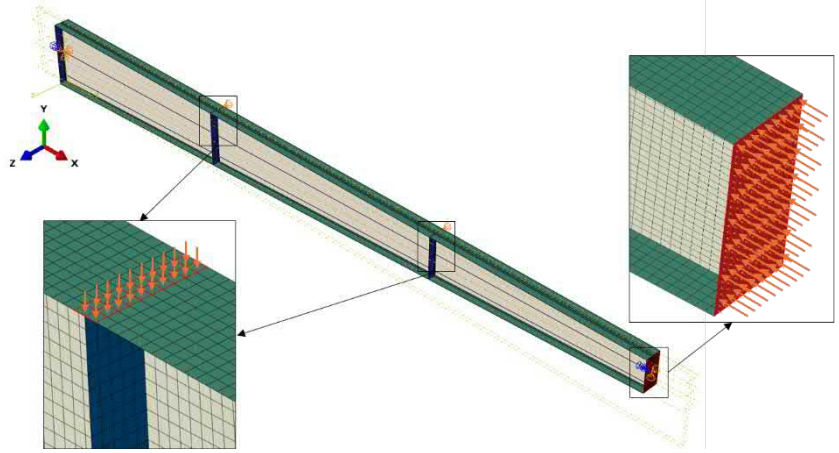


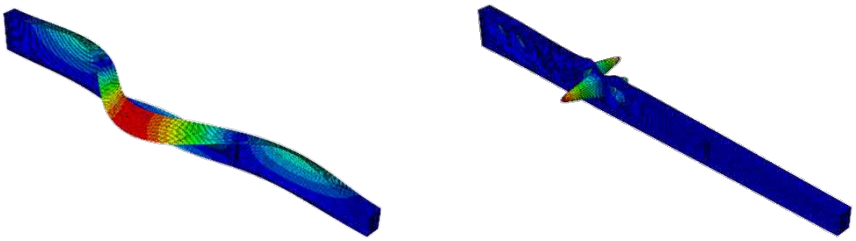
Fig. 2. Numerical model: load application and constraints.

Geometric imperfections

A linear buckling analysis (LBA) was first performed to obtain local and global buckling mode shapes, as shown in Fig. 3. These mode shapes were then used to modify the nodal coordinates and introduce geometric imperfections.

The amplitudes assigned to each mode were L/1000 for the global mode, where L is the distance between lateral restraints, and b/200 for the local mode, where b is the flange width or web depth, depending on the component showing the largest displacement in the local buckling mode.

The two imperfection modes were combined according to Annex C of EN 1993-1-5 [9]. The mode associated with the lowest buckling load factor from the LBA was treated as the dominant imperfection, while the amplitude of the other mode was reduced to 70% of its original value.
Appropriate boundary conditions were applied during the LBA to ensure that each mode shape was correctly captured. For global modes, multi-point constraints (MPCs) were introduced to tie the rotation about the longitudinal axis of all cross-sectional nodes to that of the shear center node. For local modes, the lateral displacement at the web–flange junction was restrained to obtain plate deformations only.

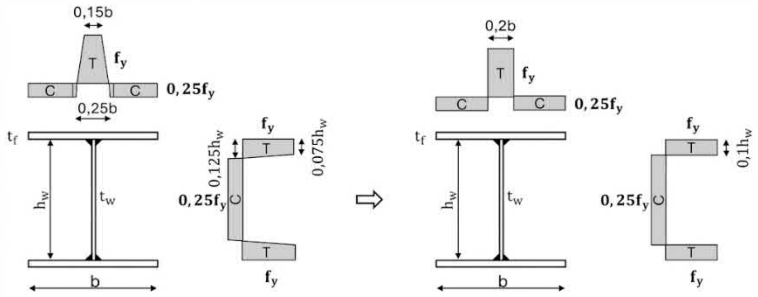


a) Global buckling mode b) Local buckling mode

Fig. 3. Buckling modes (geometric imperfections shape) of a tapered member.

Material imperfections

Material imperfections were introduced by means of initial stress conditions. The residual stresses pattern, shown in Fig. 4, was based on EN 1993-1-14:2025 [8] for welded I-sections. A simplified version was adopted, in which the stress blocks were approximated by rectangular regions with constant stress values. This approach facilitates the assignment of residual stresses in the finite-element model while preserving the main mechanical effects of the Eurocode distribution: tensile residual stresses near welded regions balanced by compressive stresses elsewhere.



a) b)

Fig. 4. Residual stresses pattern for welded cross-sections: a) pattern from EN 1993-1-14:2025 [8]; b) pattern adopted in the numerical model.

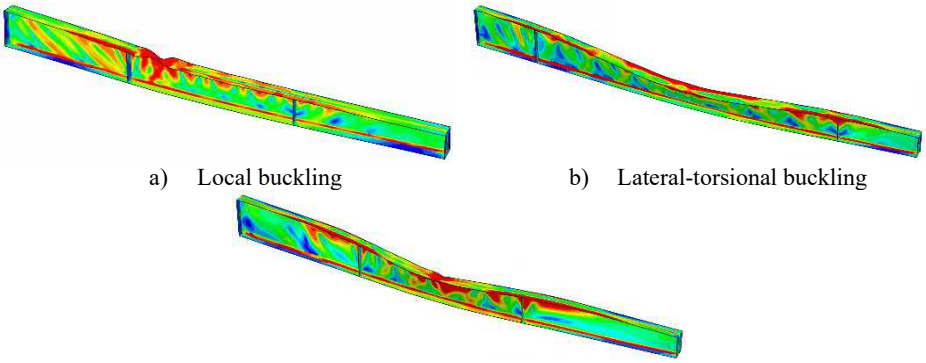
3.2 GMNIA results

The preliminary GMNIA results are summarized in Table 2. The results show a clear influence of member slenderness on the governing failure mode. The stocky beam specimen, M_Sh, fails by local buckling of the cross-section classified as Class 4, whereas the most slender beam, M_L, is

governed by global lateral-torsional buckling. The intermediate specimen, M_I, exhibits a coupled failure mode involving the interaction of local buckling and lateral-torsional buckling.
A similar response is observed for the beam–column specimens, M+N_TR2 and M+N_TR3. Both fall within the intermediate slenderness range and show an interaction between local and global instability. Fig. 5 illustrates the three distinct failure modes identified through GMNIA.

Table 2. Numerical results.

Specimen	Failure mode	Failure load kN
M_Sh	Local buckling	532
M_I	Local Buckling + Lateral-torsional buckling	320
M_L	Lateral-torsional buckling	329
M+N_TR2	Local Buckling + Lateral-torsional buckling	224
M+N_TR3	Local Buckling + Lateral-torsional buckling	274



a) Local buckling b) Lateral-torsional buckling

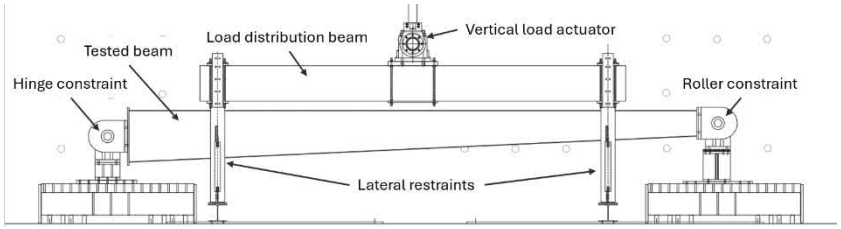
c) Local buckling + lateral-torsional buckling

Fig. 5. Failure modes.

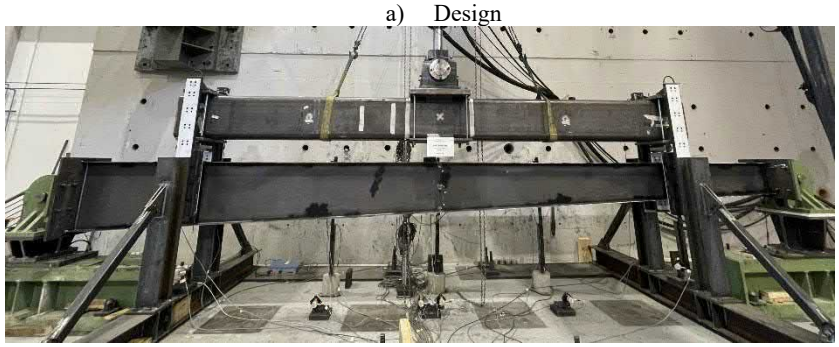
4 SETUP DESIGN AND GEOMETRIC IMPERFECTION MEASUREMENT

4.1 Test setup

Following the preliminary numerical investigation and specimen fabrication, the experimental setup was designed. The setup was conceived to reduce preparation time between tests while ensuring the intended boundary and loading conditions.
Fig. 6 shows the setup configuration for the tapered beams. At the end sections, the beams are supported by unidirectional hinges that allow free in-plane rotation. Such configuration prevents warping, but the numerical simulations showed little influence on the results. At the roller support, free axial displacement is ensured by connecting the hinge to its vertical support through bolts in slotted holes and polyethylene plates. Lateral restraints are provided at the load application points. The vertical loads are applied through a load distribution beam, which ensures the required load ratio. The hinges used to reproduce the end constraints introduce an additional flexural length because the center of rotation is shifted outward by 300 mm. As a result, the expected failure loads are slightly lower than those obtained in the preliminary model, although the failure modes remain unchanged.



a) Design



b) Test layout

Fig. 6. Test setup for beam specimens.

4.2 Geometric imperfection measurement

Before testing, the geometric imperfections of the specimens were measured using a laser scanning technique (see Fig. 7). A MEL Optical Distance Sensor M5 laser scanner, based on a grid scanning system, was employed. For each specimen, three measurements were performed: one on the web and one on each flange.

After defining the scan domain $[X_{min}, X_{max}] \times [Y_{min}, Y_{max}]$ and the grid spacing Δx and Δy, an imperfection map was obtained, providing the out-of-plane deviation $Z(x,y)$ at each grid point. The resulting 3D point cloud was processed through noise filtering and alignment procedures. The measured imperfections will then be introduced into the Abaqus model by updating the mesh node positions according to the actual measured geometry. This data will be used for numerical validation against experimental results.

Fig. 8 presents the measured geometric imperfections of the beam webs for specimens M_L_1 and M_L_2. By interpolating the scanned points along the member length, mean out-of-plane bow imperfections of 7.5 mm (L/1067) and 8 mm (L/1000) were obtained for M_L_1 and M_L_2, respectively. These values are in line with the maximum tolerance specified in Annex B of EN 1090-2:2024 [10], which provides an out-of-plane bow of L/1000 for beams subject to bending.



Fig. 7. Geometric imperfections measurement through laser scanning.

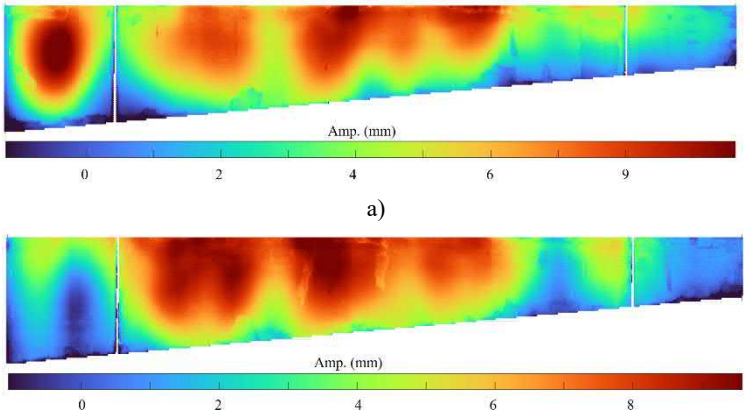


Fig. 8. Amplitudes of the geometric web imperfections measured by the laser scanner: a) Beam M_L_1; b) Beam M_L_2.

5 PRELIMINARY EXPERIMENTAL RESULTS

For brevity, only the results of the first two bending tests performed on long slenderness range (M_L_1 and M_L_2) are reported. Moreover, comparison with the preliminary numerical model, i.e. not calibrated against experimental data, is carried out. The beams were tested under displacement-controlled loading at a constant rate of 0.025 mm/s until the maximum load, $F_{ult,exp}$, was reached. The test was stopped after the load had decreased to at least 0.8 $F_{ult,exp}$.

5.1 Beam specimen M_L

As designed, both M_L_1 and M_L_2 specimens exhibited global failure charaterised by lateral-torsional buckling, as shown in Fig. 9. Displacements and strains were monitored at several locations along the beam length to support the subsequent calibration of the numerical model. The experimental ultimate loads of M_L_1 and M_L_2 were 228 kN and 243 kN, respectively. At the peak load, the measured lateral displacement was approximately 40 mm, which increased to about 80 mm by the end of the tests. The midspan cross-section experienced out-of-plane rotations of

approximately 20°. Strain measurements also indicated the onset of plastic deformation at top flanges when the ultimate experimental load, $F_{ult,exp}$, was reached.
By comparing the ultimate load of both tests with the preliminary GMNIA predictions, it may be observed in Table 3 that the numerical values reached higher failure loads that lie within 20%.
The load-displacement curves (Fig. 10a) indicate that the experimental specimens have slightly higher initial stiffness than the numerical models. The comparison of lateral displacement at mid-span (Fig. 10b) shows that the numerical model initially lies between the two experimental responses. However, the onset of out-of-plane instability occurs at a larger vertical deflection in the preliminary numerical model.

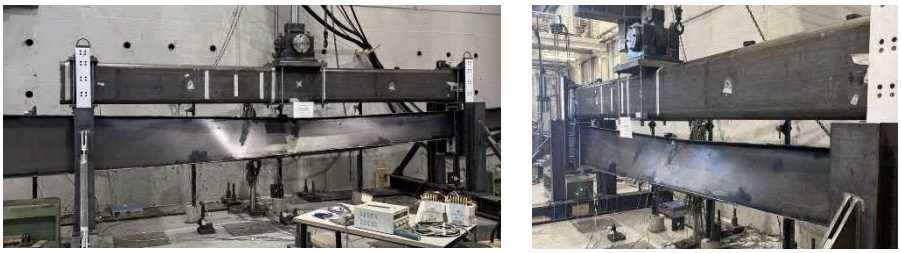


Fig. 9. Beam specimen M_L_2 after the test.

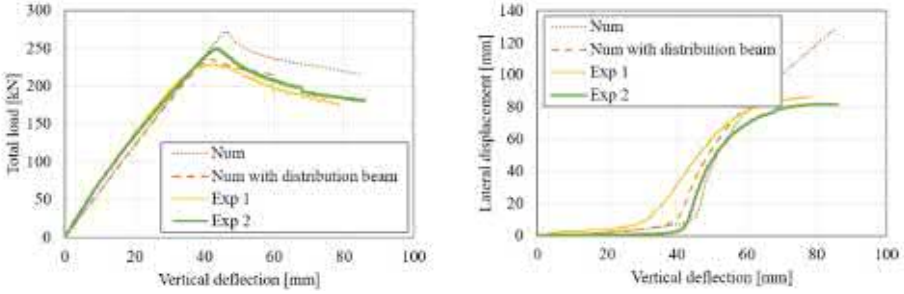
Preliminary analyses indicate that part of the discrepancy may be related to the modelling of the load application system. At this stage, only this aspect is investigated, while the actual geometric imperfections will be considered during the subsequent validation of the numerical model.
In the preliminary model, the two vertical loads were applied independently and simultaneously. In the experimental setup, however, the load is transferred through a distribution beam, loaded at a single point and simply supported at the two load application points on the tested beam. To assess this effect, an additional model including the distribution beam ("Num with distribution beam") was developed. The predicted failure mode remains global lateral-torsional buckling, but the failure load decreases and becomes much closer to the experimental results.

Table 3. Comparison between experimental and numerical results.

Test	**$F_{ult,exp}$** kN	**$F_{ult,num}$** kN	**Num/Exp** -	**$F_{ult,num,DB}$** kN	**Num$_{DB}$/Exp** -
M_L_1	227.71	271.52	1.19	235.27	1.03
M_L_2	242.82	271.52	1.12	235.27	0.97
Mean	235.27	271.52	1.15	235.27	1.00

The models with and without the load distribution beam show similar initial behaviour. However, the model including the distribution beam reaches lateral-torsional instability at a lower load, approximately 13% lower than the preliminary model. The two responses begin to diverge at a vertical deflection of about 35 mm, as shown in Fig. 10. At this stage, the longitudinal stress distribution shows higher compression in the top flange and web when the load distribution beam is included. This additional compression is caused by the fact that the loads are no longer applied perfectly vertically to the tested beam. As the tested beam deflects, its load application points also translate horizontally, while the load distribution beam remains comparatively rigid. This interaction modifies the load transfer mechanism and reduces the predicted failure load. Finally, based on the failure load and lateral displacement response, the numerical model including the load distribution beam

appears more representative of the experimental behaviour. Its response lies between the two experimental curves and correctly reproduces the observed instability mechanism.



a) Load-displacement curve b) Lateral displacement at mid span

Fig. 10. Experimental results compared with the two numerical results.

8 CONCLUSIONS

This paper presented preliminary numerical and experimental results on the buckling behaviour of slender solid web tapered steel members.

A preliminary GMNIA-based numerical investigation was first carried out to design the experimental campaign. Five specimen configurations were defined: three beams representative of short, intermediate and long slenderness ranges, and two beam-columns with different taper ratios. The specimens were designed as simply supported members with lateral restraints, subjected to four-point bending and, for beam-columns, an additional constant axial load.

The numerical results showed that the governing failure mode depends strongly on member slenderness. The short beam is governed by local buckling, the long beam by lateral-torsional buckling, and the intermediate specimens by coupled local-global instability.

Preliminary experimental results were then presented for the two M_L beam specimens, for which global failure mode was expected. Indeed, both tests failed by lateral-torsional buckling, consistently with the numerical predictions. However, the preliminary GMNIA model exhibited failure load higher than those experimental, with differences of +19% and +12% for M_L_1 and M_L_2, respectively.

The discrepancy was significantly reduced when the load distribution beam was explicitly included in the numerical model. In this case, the predicted failure load differed from the experimental values by only +3% and -3%.

Overall, the results indicate that the numerical model can capture the buckling behaviour of tapered steel members with good accuracy, provided that the experimental boundary and loading conditions are properly represented. Further validation will be performed by introducing the measured geometric imperfections and the actual material properties into the numerical models.

ACKNOWLEDGMENTS

This project has received funding from the Research Fund for Coal and Steel under grant agreement No. 101157799 — TAPERFRAME. Views and opinions expressed are however those of the author(s) only and do not necessarily reflect those of the European Union or Research Fund for Coal and Steel. Neither the European Union nor the Research Fund for Coal and Steel can be held responsible for them. O. Ilnica, G. Zanon and N. Tondini acknowledge the Italian Ministry of Education, Universities and Research (MUR), in the framework of the project DICAM-EXC (Departments of Excellence 2023-2027, grant L232/2016).

REFERENCES

[1] EN 1993-1-1: 2022, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels., 2022, CEN.
[2] G. Hajdú and F. Papp, 'On the accuracy of general method adapted in EN 1993-1-1', Journal of Constructional Steel Research, vol. 195, p. 107354, Aug. 2022, doi: 10.1016/j.jcsr.2022.107354.
[3] L. Simões Da Silva, L. Marques, and C. Rebelo, 'Numerical validation of the general method in EC3-1-1 for prismatic members', Journal of Constructional Steel Research, vol. 66, no. 4, pp. 575–590, Apr. 2010, doi: 10.1016/j.jcsr.2009.11.003.
[4] L. Marques, A. Taras, L. Simões Da Silva, R. Greiner, and C. Rebelo, 'Development of a consistent buckling design procedure for tapered columns', Journal of Constructional Steel Research, vol. 72, pp. 61–74, May 2012, doi: 10.1016/j.jcsr.2011.10.008.
[5] L. Marques, L. Simões Da Silva, C. Rebelo, and A. Santiago, 'Extension of EC3-1-1 interaction formulae for the stability verification of tapered beam-columns', Journal of Constructional Steel Research, vol. 100, pp. 122–135, Sep. 2014, doi: 10.1016/j.jcsr.2014.04.024.
[6] T. Tankova, J. P. Martins, L. Simões Da Silva, R. Simões, and H. D. Craveiro, 'Experimental buckling behaviour of web tapered I-section steel columns', Journal of Constructional Steel Research, vol. 147, pp. 293–312, Aug. 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.04.015.
[7] T. Tankova, J. P. Martins, L. Simões Da Silva, L. Marques, H. D. Craveiro, and A. Santiago, 'Experimental lateral-torsional buckling behaviour of web tapered I-section steel beams', Engineering Structures, vol. 168, pp. 355–370, Aug. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.04.084.
[8] EN 1993-1-14: 2025, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-14: Design assisted by finite element analysis, Brussels., 2025, CEN.
[9] EN 1993-1-5: 2024, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-5: Plated structural elements, Brussels., 2024, CEN.
[10] EN 1090-2: Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for steel structures. 2024, CEN.

KEYWORDS

Tapered beams, Tapered beam-columns, Global buckling, Local buckling, Numerical study, Experimental program

INDICE DEGLI AUTORI

Alagheband M. 823
Alinari F. 173
Aluisantonio G. 275
Amighetti F. 427
Andriotto D. 681
Antoniani V. 43,319
Argenta M. 173
Arrè L. 823
Aufiero S. 143,203,215

Balocchi L. 143,159,191,203,215
Bandini L. 837
Barrasso P. 263
Belleri A. 309
Benedetto G. 753
Benvenuti E. 583
Bertoncelli A. 263
Bordigoni Pistorello S. 603
Bosco M. 331,343
Bovolenta A. 159
Bozza A. 65
Briseghella B. 405
Brunetti A. 131
Bruno L. 603

Cadelli C. 31
Caffè S. 837
Caragliano M. 343
Casagrande O. 469,493
Catanzano A. 615
Cattane M. 511
Cavallini F. 43
Cestarollo A. 65
Champain B. 559
Chiappelloni L. 275
Cialdella G. 523
Cibelli A. 649,669
Cofano C. 797
Comblin B. 203
Corrado M. 719
Costa G. 143,159,173,191,203,215
Couto C. 851
Covi P. 707

Dall'Aglio F. 1,119
Dall'Asta A. 355,367,537
D'Antimo M. 797
De Benedetti R. 65
De Col R. 469,493
De La Rosa A. 569
de Silva D. 649,669
della Corte M. 415
Desimoni A. 837
Dezi G. 229,241,253
Dezi L. 131,229,241,253
Di Benedetto S. 809
Di Lorenzo G. 639
Di Meglio F. 669
Di Tolla A. 739
Dionisio F. 669
Dupont E. 797
Dupuy F. 77

Esposito C. 785
Esposito F. 823

Faeti L. 43
Favi E. 11
Fenu L. 405
Finzi B. 379,523
Finzi M. 523
Fleischman R.B. 309
Fleres V. 21

Foa S. 453,469,493
Francavilla A.B. 809
Francioli M. 693
Freddi F. 309,809

Gamba A. 731
Gara F. 131
Gargaro D. 627
Genevrini A. 241,253
Giaccu G.F. 405
Gioiella L. 355,367
Girelli V.A. 823
Giuriani E. 427
Gobbi L. 99
Grandelis F. 191,215
Grillo P. 21
Gualdi M. 309
Guha A. 809

Hosseini A. 405

Idiart F. 809
Ilnica O. 851
Innocenzi R.D. 131,229,241,253
Isani S. 43,319

Kurata M. 289

Laccone F. 603
Landolfo R. 639
Latour M. 809
Léonard D. 203
Leoni G. 355,367,537
Levignat J. 559
Linzi M. 159
Locaspi A. 739,753,763

Maestrelli P. 55,65,89,99,109,441
Maglio M. 415
Mancone M. 43
Maneo A. 215
Mangiameli E. 331
Manzi A. 173,203
Marani G. 1
Marzano G. 289
Massa G. 229,241,253
Matildi G. 263,319
Mauro B. 681
Mazzitelli P. 109,441
Metelli G. 427
Miceli G. 77
Micozzi F. 355,367
Milone A. 639
Minieri S. 669
Montuori R. 391,415
Morbio A. 469,493
Morici M. 355,367
Moro A. 143,215
Motta F. 693

Napoli G. 739
Nastri E. 391,415,785
Neri G. 1,119
Nicoletti V. 131
Nigro E. 649,669
Notarangelo M.A. 627
Nunziata V. 549

Oddera R. 453

Palermo M. 823
Panighel F. 21,31,319
Paone S. 159
Parcianello E. 21,319
Pecorari N. 1
Peroni M. 11
Petrini F. 693
Picco E. 143,159
Piluso V. 391,415,775,785
Pisani L. 719
Pisapia A. 415,775,785
Pisciottano F. 785
Pistoletti P. 55,89
Possidente L. 681
Principato Trosso A. 21
Principi L. 355
Profico F. 77
Punzo F. 159

Quarchioni S. 131

Raffaele L. 603
Rainieri C. 627
Rizzano G. 809
Rizzo G. 21,31,319
Roche Y. 559
Rosini F. 143,191
Rossi C. 693
Rossi P.P. 331,343
Rossini L. 379,523
Rosti A. 453
Ruiz G. 569

Sabato F. 763
Sagarese P. 391
Salaris R. 379
Salvini N. 595
Sanguinetti A. 119
Scandiuzzi F. 31
Schäfer M. 569
Scozzese F. 537
Sgarrella F. 21
Skalomenos K. 289
Sorrentino A. 731

Tommasi C. 595
Tondini N. 681,707,851
Torboli A. 719

Vacca V. 739,763
Vaccarezza M. 55
Valentino E. 595
Varni S. 55,65,89,99,109,441
Ventura G. 719
Venuti F. 603
Villa A. 453
Villa M. 595
Viscanti L. 43

Wolf S. 569

Zambella E. 173,191
Zanon G. 851
Zanon R. 77,559,569
Zantedeschi M. 511,559
Zirpoli A. 595
Zona A. 355,367,537