



ISSN n° 0010-9673 Poste Italiane SpA - Spedizione in Abbonamento Postale - D.L. 353/2003 (con. in L. 27.02.04 n° 46) Art. 1, comma 1, L.0/M1 Prezzo a copia: € 15,00 - In caso di mancato recapito inviare al mittente previo pagamento r.b.s.o.

SET/OTT 2024



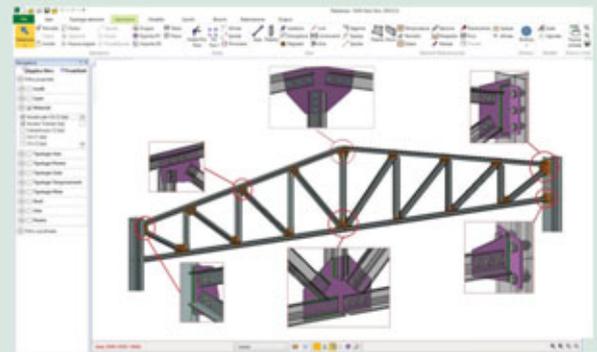
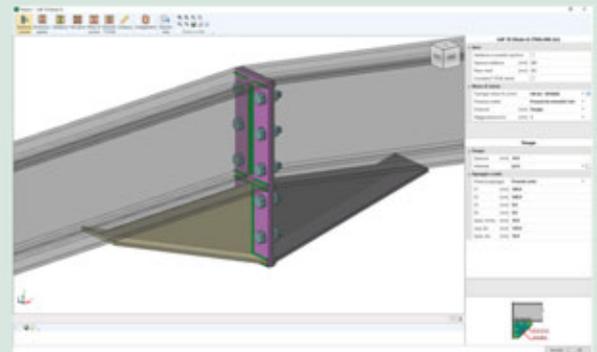
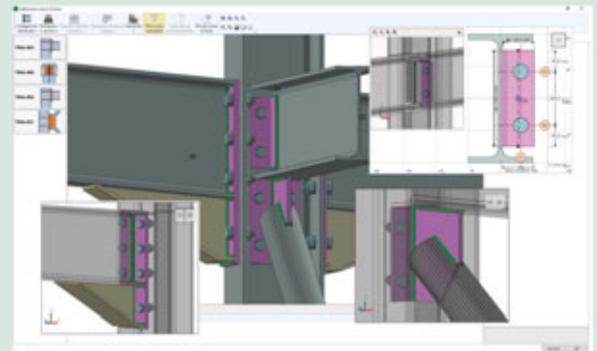
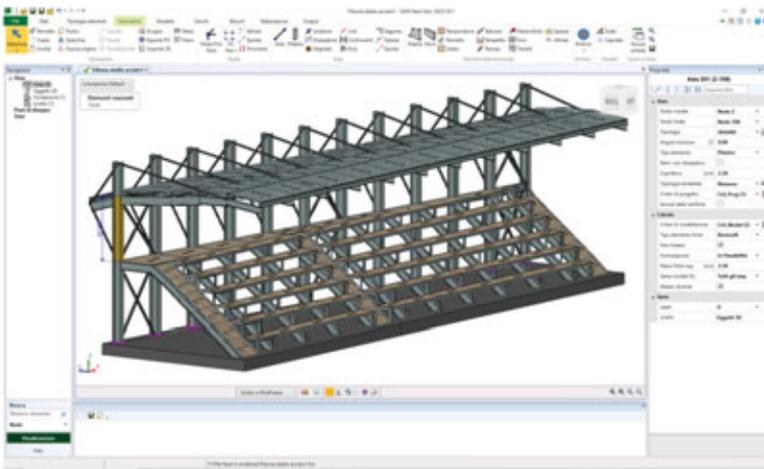
RIVISTA BIMESTRALE
PER LA DIFFUSIONE
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

COSTRUZIONI METALLICHE

FaTA^{NEXT}

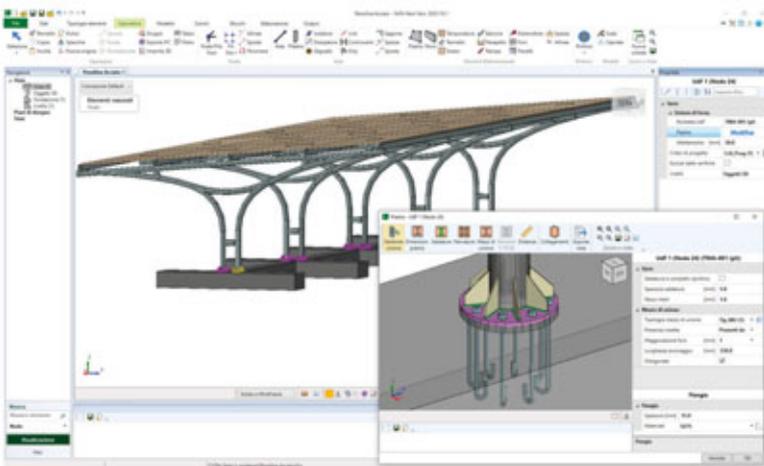
la soluzione per il calcolo strutturale

SOFTWARE PER LA MODELLAZIONE, L'ANALISI E LA VERIFICA DI STRUTTURE IN C.A., ACCIAIO, LEGNO, MURATURA



FaTA^{NEXT}

lo strumento ideale per le diverse soluzioni progettuali delle strutture metalliche.



www.stacec.com



 **STACEC**



RICHIEDI IL CODICE SCONTO

Disponibile il Plugin di esportazione per **IEE StatiCa**

novità



Tekla® Structures

Il software BIM per la
progettazione **COSTRUTTIVA**



I piani subscription



Tekla Structures Carbon

Per la visualizzazione e la collaborazione.

Consigliato a chi ha necessità di consultare i modelli e gestire le informazioni.



Include Trimble Connect Business Premium e Tekla Model Sharing



Tekla Structures Graphite

Per la modellazione e la documentazione progettuale.

Consigliato a chi gestisce progetti fino al dettaglio esecutivo.

Include tutti i benefici della configurazione **Carbon**.



Include Trimble Connect Business Premium e Tekla Model Sharing



Tekla Structures Diamond

Per la modellazione e la documentazione costruttiva.

Consigliato a chi gestisce progetti fino al costruttivo.

Include tutti i benefici della configurazione **Graphite**.



Include Trimble Connect Business Premium e Tekla Model Sharing



Rivenditore unico per l'Italia

since 1990

HARPACEAS
Your digital partner

Viale Richard 3A - 20143 MILANO
Tel. 02 891741 - harpaceas.it



LA QUALITÀ AL VOSTRO SERVIZIO



TUBI

tondi dal 6X1 A 508x10 e superiori - **quadri** dal 10x10x1 a 500X500X20 - **rettangolari** dal 15x10x1 a 600x400x20
SERRAMENTI | OVALI | SEMIOVALI | TRIANGOLI | MANCORRENTI | NERI | DECAPATI | LUCIDI | ZINCATI
S235JR | S275JR | CORTEN | S355J2

TRAVI

U | IPE INP | HEA | HEB | HEM
S275JR | CORTEN | S355J2

LAMINATI

S275JR | S355J2

PROFILI APERTI - TONDO RETE CEMENTO ARMATO - RETI E GRIGLIATI

LAMIERE DA 0,5 A 40

NERE | DECAPATE | LUCIDE | ZINCATE | DA TRENO etc...
S235JR | S275JR | CORTEN | S355J2 etc...
 FORATE | STRIATE | BUGNATE | STIRATE



via della Cupola, 239 - 50145 Firenze
 tel. 055 3430 511 / fax. 055 374 776
 uff.comm.le tel. 055 3430 517/521
 commerciale@vicinitubi.com
 www.vicinitubi.com
 www.tubilamiere.it





**I PROGRAMMI DI CALCOLO
PIÙ DIFFUSI E LA PROFESSIONALITÀ
DI UN TEAM UNICO AL SERVIZIO
DELL'INGEGNERIA STRUTTURALE**

SAP2000

civile

CSiBridge

ponti

ETABS

edifici

SAFE

fondazioni e solai

CSiPlant

impianti e strutture

VIS

verifiche c. a.

SCS e IdeaStatiCa

nodi acciaio

**I programmi CSI mettono a vostra
disposizione il frutto di oltre
cinquant'anni di ricerca e di attività
professionale illustre. Lavorerete con
la certezza di disporre degli unici
programmi accettati senza riserve
da amministrazioni, enti di controllo
e clienti internazionali.**

Csi Italia Srl

Galleria San Marco 4 - 33170 Pordenone
Tel. 0434.28465
info@csi-italia.eu - www.csi-italia.eu

DA 40 ANNI PROGETTIAMO IL FUTURO DELLA MOBILITÀ

Stazione di Torino Porta Susa - Italia

COSTRUZIONI METALLICHE - FONDATA NEL 1949**REDAZIONE****DIRETTORE RESPONSABILE:** BRUNO FINZI**EDITOR IN CAPO:** ELIDE NASTRI Università di Salerno, Italia**COMITATO DI REDAZIONE:**

NADIA BALDASSINO Università di Trento, Italia
 ANDREA CAMPIOLI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
 PAOLO CASTALDO "Politecnico" di Torino, Torino, Italia
 MARIO DE MIRANDA IUAV Università di Venezia
 MAURO EUGENIO GIULIAN Redesco Progetti srl, Milano, Italia
 RAFFAELE LANDOLFO Università di Napoli "Federico II", Italia
 EMANUELE MAIORANA Università della Repubblica di San Marino
 GIOVANNI METELLI University of Brescia, Italia
 EMIDIO NIGRO Università di Napoli "Federico II", Italia
 VINCENZO PILUSO Università di Salerno, Italia
 SHAHAB RAMHORMOZIAN University of Auckland, New Zealand
 ATSUSHI SATO Nagoya Institute of Technology, Japan
 SERGIO SCANAVINO Istituto Italiano di Saldatura, Italia
 MARCO SIMONCELLI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
 LUCIA TIRCA Concordia University of Montreal, Canada

COMITATO EDITORIALE ESECUTIVO: GIANCARLO CORACINA,
 BENEDETTO CORDOVA, RICCARDO DE COL, ALBERTO VINTANI

COMITATO SCIENTIFICO:

GIULIO BALLIO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia,
 CLAUDIO BERNUZZI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia,
 MARIO D'ANIELLO Università di Napoli "Federico II", Italia
 LUIGINO DEZI Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italia
 ERIC DUBOSC Ecole Nationale Supérieure d'Architecture de Paris, France
 DAN DUBINA Polytechnic University of Timisoara, Timisoara, Romania
 MASSIMO MAJOWIECKI Università di Bologna
 FEDERICO M. MAZZOLANI Università di Napoli "Federico II", Italia
 ROSARIO MONTUORI Università di Salerno, Salerno, Italia
 RENATO MORGANTI Università degli Studi dell'Aquila, Italia
 VITTORIO NASCÈ "Politecnico" di Torino, Italia
 D.A. NETHERCOT Imperial College London, London, UK
 MAURIZIO PIAZZA Università di Trento, Trento, Italia
 COLIN ROGERS McGill University, Montreal, Canada
 LUÍS SIMÕES DA SILVA University of Coimbra, Portugal
 ENZO SIMIERO Università Telematica E-campus, Italia
 CARLO URBANO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
 RICCARDO ZANDONINI Università di Trento, Trento, Italia

SEGRETERIA: VALERIA PASINA

EDITORE: GIANGIACOMO FRACCHIA EDITORE Srl
 Via C. Goldoni 1, 20129 Milano, tel. 02 49524930
 C.F./P.Iva: 07153040964 - C.CIAA Milano REA n° 1939256

UFFICIO ABBONAMENTI: CTA Collegio Tecnico dell'Acciaio,
 20129 Milano, Viale dei Mille, 19
 tel. 02 784711; costruzionimetalliche@ctanet.it
 http://www.collegiotecniciacciaio.it/costruzionimetalliche/

CONCESSIONARIA PUBBLICITÀ:

Agicom srl, Viale Caduti in Guerra, 28,
 00060 Castelnuovo di Porto (RM)
 Tel. +39 069078285 | www.agicom.it
 Domenica Cipriani | 380 7544576 | domeniacipriani@agicom.it

IMPAGINAZIONE, GRAFICA E STAMPA:

GIERRE PRINT SERVICE Srl, Via Carlo Goldoni, 1
 20129 MILANO Tel. 02 49524930
 e-mail: commerciale@gierreprint.com

ABBONAMENTI PER L'ANNO 2020 (6 NUMERI):

Italia: € 60,00 - Estero: € 150,00 - Studenti: € 20,00
 Prezzo a copia: € 15,00

Garanzia di riservatezza per gli abbonati: l'Editore garantisce la massima riservatezza dei dati forniti dagli abbonati e la possibilità di richiederne gratuitamente la rettifica o la cancellazione. Le informazioni custodite nell'archivio elettronico dell'Editore verranno utilizzate al solo scopo di inviare agli abbonati eventuali proposte commerciali (legge 675/96 tutela dati personali)

La rivista non assume alcuna responsabilità delle tesi sostenute dagli Autori e delle attribuzioni relative alla partecipazione nella progettazione ed esecuzione delle opere segnalate dagli stessi Autori

La rivista è inviata ai soci del Collegio dei Tecnici dell'acciaio (C.T.A.)

Iscrizione al Tribunale di Milano in data 8 febbraio 1949,
 n. 1125 del registro.

Iscrizione ROC n. 020654 (Art.16 Legge 62 - 7/03/2001)

ISSN n. 0010-9673

Spedizione in A.P. - D.L. 353/2003 (conv. in L.27.02.14
 N. 46) - Art. 1 comma 1 CNS PD

Questo numero della rivista è stato chiuso in redazione e stampato nel mese di novembre 2024

È vietata e perseguibile per legge la riproduzione totale o parziale di testi, articoli, pubblicità ed immagini pubblicate su questa rivista sia in forma scritta, sia su supporti magnetici, digitali, ecc.

COSTRUZIONI METALLICHE

ANNO LXXVI

SET-OTT 2024

www.facebook.com/CMrivistacostruzionimetalliche@ctanet.it

In copertina: *Gli impalcati di scavalco fluviale e ferroviario di Thionville in fase di montaggio Progetto: Steel Project Engineering*
 Foto: ©Laurent Rothan - Airmegapix

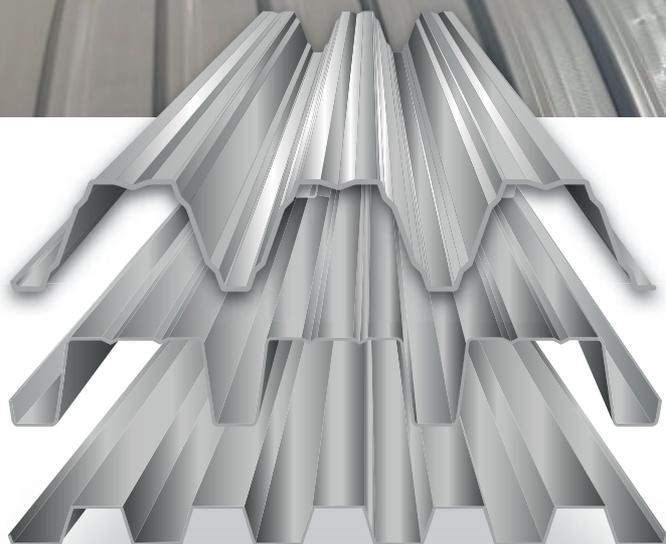


9	EDITORIALE ALPER KANYILMAZ	STRATEGIE "HIGH-TECH" PER RIDURRE L'IMPATTO AMBIENTALE DELLE COSTRUZIONI METALLICHE
11	XXIX CONGRESSO CTA MARCO SIMONCELLI	SI SONO APPENA CONCLUSE LE XXIX GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO ORGANIZZATE DAL COLLEGIO DEI TECNICI DELL'ACCIAIO (CTA)
	RICCARDO DE COL MICHELE CAPE' CATERINA EPIS	IL SALUTO DEL PRESIDENTE IL SALUTO DELL'ING. MICHELE CAPE' IL SALUTO DELL'ING. CATERINA EPIS, PRESIDENTE DI FONDAZIONE PROMOZIONE ACCIAIO PREMIAZIONI AL XXIX CONGRESSO CTA L'ODE ALL'ACCIAIO ARRIVEDERCI ALLA PROSSIMA EDIZIONE!
20	XXIX CONGRESSO CTA – RELAZIONI AD INVITO GIULIO BALLIO	INGEGNERIA CIVILE, IERI OGGI DOMANI
25	REALIZZAZIONI GIOVANNI COSTA, LEONARDO BALOCCHI, ENRICO ZAMBELLA	PONTI DI SCAVALCO FERROVIARIO E DEL FIUME MOSELLA A THIONVILLE
36	REALIZZAZIONI DAVIDE EMMANUELLO, BRUNO FINZI, MAURO SAVOLDELLI, ALBERTO MAGGIONI	IL PONTE DEL PIRELLI 35 UNA STRUTTURA INTEGRATA IN ACCIAIO NELL'ADEGUAMENTO SISMICO DI UN COMPLESSO EDILIZIO ESISTENTE A MILANO
51	REALIZZAZIONI GIUSEPPE MATILDI, VALENTINA ANTONIANI, STEFANO ISANI, MARCELLO MANCONE, LUCIANO VISCANTI, LORENZO FAETI	IL PONTE LEONARDO DA VINCI A SASSO MARCONI (BO): LA RICOSTRUZIONE RAPIDA DI UN'OPERA STORICA
59	REALIZZAZIONI FEDERICO M. MAZZOLANI, ANTONIO FORMISANO	UN PROTOTIPO PER CASE DI ALLUMINIO IN ZONA SISMICA: CONCEZIONE, PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE
71	ARCHITETTURA ANNA DALLA VALLE	METAMORFOSI per rompere gli schemi (architettonici e strutturali) nella creazione dello spazio Val di Noto, Sicilia, 2023
81	RICERCA DARIO PANARELLI, PIER PAOLO ROSSI, NINO SPINELLA, ANTONINO RECUPERO	APPLICAZIONE SPERIMENTALE DELLE LINEE GUIDA ITALIANE AD UN GRUPPO DI PONTI CON IMPALCATO IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO
87	LE AZIENDE INFORMANO SIMONE AIASSA, FLORA BARLASSINA, PAOLO REDAELLI	VITI SENSORIZZATE KRABO®: UN'INNOVAZIONE PER UN FUTURO PIÙ SICURO



unimetal.net

LASTRE SOLAI COPERTURE RIVESTIMENTI



LA PIÙ AMPIA E COMPLETA GAMMA

Produzione e vendita di coperture metalliche, lamiera grecate per coperture, lastre solaio, pannelli coibentati per rivestimenti e coperture, pannelli curvi coibentati e pannelli in lana di roccia.

Per informazioni visita www.unimetal.net

www.unimetal.net

Torre San Giorgio (CN) - Via Circonvallazione Giolitti, 92 - Numero Verde 800 577385 - unimetal@unimetal.net

STRATEGIE “HIGH-TECH” PER RIDURRE L’IMPATTO AMBIENTALE DELLE COSTRUZIONI METALLICHE

Alper Kanyilmaz, Professore Associato, Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito (DABC), Politecnico di Milano

Oggi, nel settore delle costruzioni metalliche, la riduzione dell’impatto ambientale è una priorità. L’acciaio, pur essendo uno dei materiali più utilizzati per la sua resistenza e versatilità, contribuisce in modo significativo alle emissioni globali di CO₂. L’ultima revisione della Direttiva sulla Prestazione Energetica degli Edifici (EPBD), introdotta ai sensi dell’Articolo 7(2), richiede esplicitamente di considerare l’impatto ambientale lungo tutto il ciclo di vita degli edifici. In questo contesto, è fondamentale adottare nuove strategie per ridurre tali impatti senza compromettere i costi e la fattibilità delle costruzioni. Le tre strategie “high-tech” – Optioneering con Intelligenza Artificiale, costruzioni metalliche con tecnologie come il taglio laser e la stampa 3D, e l’approccio multi-materiale – possono essere decisive per guidare una trasformazione sostenibile nel settore.

OPTIONEERING CON INTELLIGENZA ARTIFICIALE

La fase di progettazione concettuale è cruciale per definire sia i costi sia l’impatto ambientale di un progetto. Ottimizzare le scelte progettuali in questa fase può generare vantaggi significativi, sia in termini di sostenibilità che di riduzione dei costi. L’Intelligenza Artificiale offre un supporto prezioso nell’esplorazione rapida di diverse opzioni progettuali, permettendo analisi di sensibilità mirate sugli elementi strutturali più critici e migliorando l’efficacia delle decisioni. Una capacità avanzata di optioneering nella fase di progettazione preliminare consente di individuare soluzioni che bilanciano al meglio la riduzione delle emissioni con i vincoli economici (figura 1). L’ottimizzazione multi-obiettivo, che integra sia i costi sia l’impronta di carbonio, aiuta a garantire che le scelte sostenibili siano realistiche e applicabili nel contesto reale. Con l’ausilio dell’Intelligenza Artificiale, le costruzioni in acciaio possono raggiungere un equilibrio ottimale tra efficienza economica e impatto ambientale, contribuendo così a un futuro più sostenibile.

COSTRUZIONI METALLICHE CON TAGLIO LASER E STAMPA 3D

Le tecnologie taglio laser e la stampa 3D metallica stanno già trasformando settori industriali come l’automotive, migliorando significativamente la precisione e la velocità dei processi produttivi. Nel settore delle costruzioni metalliche, queste tecnologie possono essere integrate per affrontare le sfide attuali legate all’efficienza e alla sostenibilità. L’automazione e la robotizzazione (figura 2), elementi chiave di questi processi, consentono di ridurre drasticamente gli errori umani, aumentare la sicurezza sul lavoro e velocizzare i tempi di realizzazione. Inoltre, permettono di diminuire il consumo di materiali e gli scarti, contribuendo così in maniera significativa alla sfida della sostenibilità. Adottando queste tecnologie, il settore delle costruzioni metalliche può migliorare l’efficienza operativa, ridurre l’impatto ambientale e rispondere alla crescente richiesta di soluzioni più sostenibili.

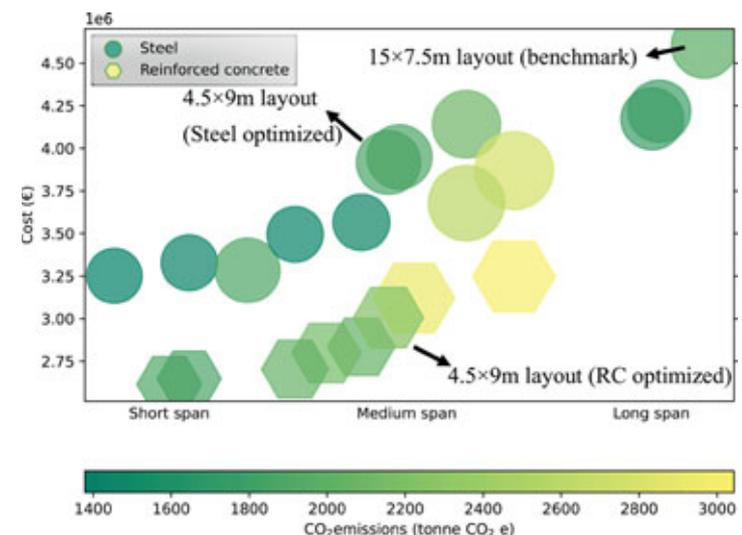


Fig. 1: Dall’articolo di Kanyilmaz A., Tichell P.R.N., Loiacono D., “A genetic algorithm tool for conceptual structural design with cost and embodied carbon optimization (2022) Engineering Applications of Artificial Intelligence”, <https://doi.org/10.1016/j.engappai.2022.104711>

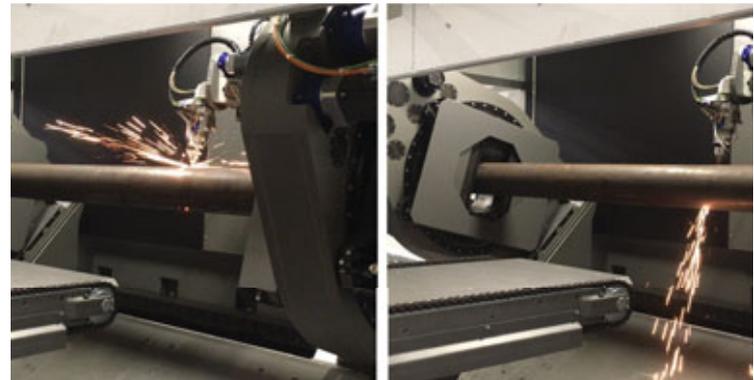


Fig. 2: Robotized 3d laser tube cutting technology used (image credits, ADIGESYS), <https://www.blmgroupp.com>, Kanyilmaz, A., The problematic nature of steel hollow section joint fabrication, and a remedy using laser cutting technology: A review of research, applications, opportunities, Engineering Structures, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.080>

L'APPROCCIO MULTI-MATERIALE CON ACCIAIO AD ALTA RESISTENZA

L'approccio multi-materiale, che sfrutta acciai ad alta resistenza, è una strategia chiave per ridurre l'impatto ambientale nelle costruzioni in acciaio. Progettare con acciai ad alta resistenza consente la realizzazione di strutture più leggere, riducendo le emissioni legate sia alla produzione dei materiali che al loro trasporto, mantenendo alti livelli di prestazioni strutturali. Questo approccio può essere applicato anche nelle riparazioni, ottimizzando l'uso dei materiali e prolungando la vita utile delle strutture esistenti (figura 3).

CONCLUSIONE

L'integrazione di nuove strategie – dall'ottimizzazione tramite intelligenza artificiale nella fase di progettazione concettuale, all'impiego di tecnologie avanzate come il taglio laser e la stampa 3D, fino all'utilizzo di acciai ad alta resistenza – rappresenta un percorso deciso per ridurre l'impatto ambientale delle costruzioni in acciaio bilanciando al contempo le esigenze di costo. L'adozione di queste tecnologie incrementerà la richiesta di una progettazione più dettagliata, spostando in ufficio anche le fasi produttive, che dovranno essere pianificate con precisione, soprattutto quando sono richieste prestazioni avanzate come quelle sismiche o a fatica.

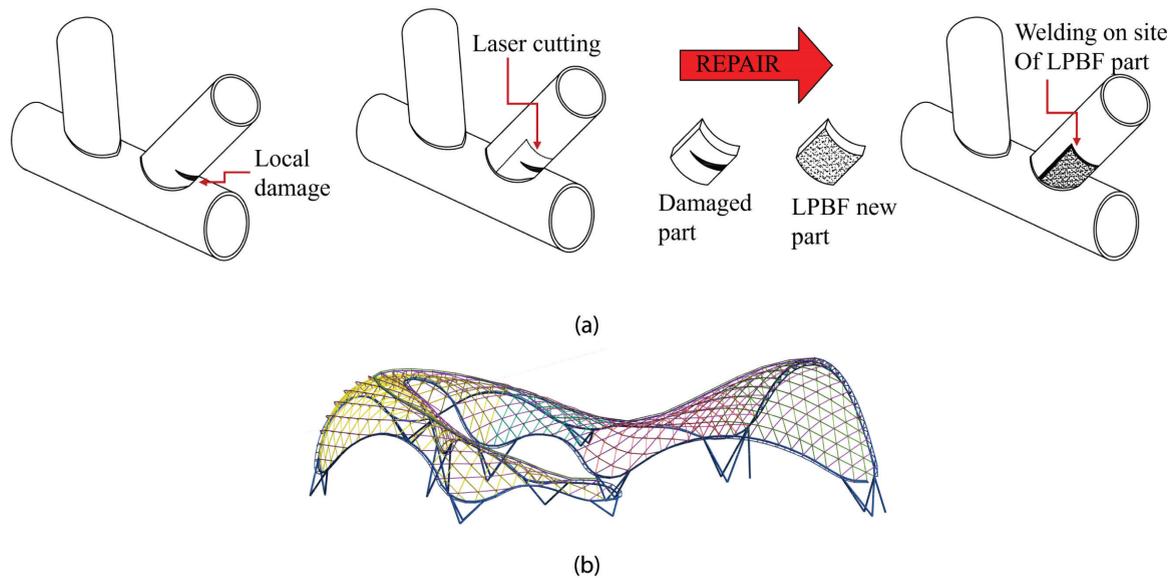


Fig. 3: Menghini A., Chierici M., Kanyilmaz A., Demir A.G., Castiglioni C.A., Berto F., Previtali B., Fatigue analysis of hybrid steel construction parts using LPBF on hot-rolled steel, *Journal of Constructional Steel Research*, <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.108513>.



ALPER KANYILMAZ

È professore associato nel dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito (DABC) presso il Politecnico di Milano. Applica approcci basati sui dati, intelligenza artificiale e tecniche di manifattura avanzata per guidare una transizione digitalizzata e sostenibile nel settore delle costruzioni. I suoi lavori recenti includono "How does conceptual design impact the cost and carbon footprint of structures?", "A genetic algorithm tool for conceptual structural design with cost and embodied carbon optimization", "Reuse of Steel in the Construction Industry: Challenges and Opportunities".

È Consulente Esperto per il gruppo tecnico della Commissione Europea "Steel Applications for New Markets" (mandato 2023-2028), ed esperto per il monitoraggio dei progetti per la Commissione Europea, B.1 – Future Low Emission Industries. Svolge attività di consulenza e formazione per le aziende sui temi legati alla sua ricerca e alle sue esperienze, supportandole nell'applicazione dell'intelligenza artificiale, della manifattura avanzata e della sostenibilità nei loro processi. *Email: alper.kanyilmaz@polimi.it*

SI SONO CONCLUSE LE XXIX GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO ORGANIZZATE DAL COLLEGIO DEI TECNICI DELL'ACCIAIO (CTA)

È giunto il momento delle prime riflessioni. Il congresso si è svolto a Milano, nello splendido centro congressi della Fondazione Cariplo, vicino al Duomo e al Teatro alla Scala, concludendosi nel terzo e ultimo giorno al Politecnico di Milano, il quale ha accolto con onore la presenza di questo storico e prestigioso evento.

È stata la prima volta in cui il congresso si è svolto a Milano, città natale dell'attuale presidente del CTA Ing. Riccardo De Col. Come da attese, la risposta è stata ottima da parte di tutti gli attori coinvolti

nel CTA, ovvero ingegneri e architetti provenienti dai tre settori che costituiscono l'associazione (università, professione e industria). Anche in questa edizione il tratto distintivo del congresso si è riconfermato: giovanissimi dottorandi e ricercatori hanno partecipato con entusiasmo e gioia ai lavori, al fianco di professori e professionisti di nota esperienza, figure di memoria storica e fondamentale, non solo del CTA ma della costruzione in acciaio italiana.



DOPO I SALUTI ISTITUZIONALI dell'Ing. Michele Capè in rappresentanza dell'Ordine degli Ingegneri di Milano, e dell'Ing. Caterina Epis presidente di Fondazione Promozione Acciaio, il congresso è stato aperto dalla relazione ad invito del Prof. Giulio Ballio che ha mostrato e discusso come stia diventando sempre più difficile attirare nuove leve nel campo dell'ingegneria civile e dell'architettura. Ballio ha sottolineato come le università di tutta Italia stanno perdendo molti iscritti in questo settore e di conseguenza anche gli studi professionali hanno difficoltà a trovare giovani ingegneri da far crescere. Sicuramente una realtà dura ma che deve portarci a collaborare tutti insieme per far tornare in auge il nostro mestiere. A seguire, nella relazione del Prof. Mario de Miranda sono stati presentati alcuni dei più importanti esempi di costruzioni in ferro e acciaio nel panorama milanese, come lo stadio Meazza di San Siro con la sua favolosa copertura e la stazione centrale di Milano, simbolo unico delle costruzioni metalliche del passato. In chiusura delle relazioni della prima mattinata l'Ing. Mauro Eugenio Giuliani ha presentato alcune delle sue più importanti e spettacolari

realizzazioni in cui il materiale acciaio ha avuto un ruolo predominante.

L'APERTURA DELLA MATTINA DELLA SECONDA GIORNATA è avvenuta con la relazione del Prof. Emidio Nigro, il quale ha presentato un argomento molto importante nel mondo delle costruzioni metalliche e che talvolta viene dimenticato: la resistenza strutturale antincendio. Anche in questa edizione non sono mancati i contributi internazionali portati dal Prof. Milan Veljkovic, TU Delft-Olanda, che ha presentato una nuova tipologia di connessione in uso nelle torri eoliche off-shore, e dall'Ing. Ron Klemencic, Magnusson Klemencic Associates-Seattle, che ha presentato un intervento dal titolo "Steel Advancements Changing the World". In chiusura della mattina, l'ing. Turrini ha presentato le sue attività con l'associazione Bridges To Prosperity, impegnata nello sviluppo di soluzioni per la costruzione di strutture e infrastrutture in paesi sottosviluppati.

IN QUESTA EDIZIONE HANNO AVUTO UN AMPIO SPAZIO ANCHE TRE TAVOLE ROTONDE che si sono svolte nell'Auditorium, le quali hanno permesso un interessante confronto diretto tra i relatori coinvolti e i numerosi uditori in sala. La prima, focalizzata sul ruolo strategico dell'acciaio in alcune realizzazioni speciali, è stata moderata

dall'Ing. Bruno Finzi. La seconda, moderata dal Prof. Mario de Miranda, è stata incentrata sulle opere infrastrutturali. Infine la terza, focalizzata sullo stato di avanzamento degli Eurocodici di nuova generazione, è stata moderata dal Prof. Raffaele Landolfo, e sono intervenuti noti docenti ita-



liani per esporre le modifiche presenti all'interno delle nuove normative: il Prof. Claudio Bernuzzi per l'EC3, il Prof. Mario D'Aniello per l'EC8, l'Ing. Riccardo Zanon per l'EC4 e il Prof. Alberto Mandara per l'EC9. La seconda giornata si è infine conclusa con l'intervento del Prof. Federico M. Mazzolani con la sua prolusione storica sull'evoluzione degli Eurocodici negli anni.

OLTRE ALLE RELAZIONI AD INVITO E ALLE TAVOLE ROTONDE, le sessioni parallele hanno rappresentato il cuore pulsante dell'evento. Sono state presentate in tutto 130 memorie divise in 5 sessioni parallele. I temi trattati hanno spaziato dagli argomenti più classici, come la progettazione antisismica, la progettazione per fatica o la progettazione di strutture in parete sottile, fino a questioni più moderne quali la stampa 3D, la digitalizzazione e la sostenibilità. Quest'anno inoltre sono stati introdotti con successo anche 5 minisimposi tematici (sostenibilità, gridshells, leghe, vento e riuso) in cui gli esperti dello specifico argomento hanno potuto scambiare opinioni e condividere le ricerche in atto. Purtroppo, non abbiamo spazio e modo di discuterle tutte in questo articolo, ma alcune di esse saranno raccolte e pubblicate nei prossimi numeri della rivista.



L'ULTIMO GIORNO È STATO DEDICATO AI CORSI DI AGGIORNAMENTO professionale con due seminari dal titolo "L'uso consapevole dei programmi di calcolo nella pratica quotidiana" e "Progettazione sostenibile: Acciaio e soluzioni innovative per il futuro delle costruzioni". Si può capire già dal loro titolo che in entrambi i corsi si sono toccati temi molto importanti e attualissimi, che rispecchiano quanto incontriamo ogni giorno nel nostro lavoro.

INFINE, NON SONO MANCATI I MOMENTI DI CONVIVIALITÀ che caratterizzano da sempre il congresso CTA, dove si riesce sempre a scambiare piacevoli chiacchiere con i colleghi. Questi momenti hanno trovato il loro apice nella cena sociale organizzata presso il ristorante Don Lisander, durante la quale, tra un risotto al salto ed una guancia di maiale, sono stati consegnati 5 premi per la miglior tesi di laurea, il premio per il miglior articolo, il premio per il miglior design e il premio per il miglior design votato dai partecipanti durante il congresso, una piacevole innovazione voluta dal Prof. Attilio de Martino.



SI PUÒ CONCLUDERE QUESTA RASSEGNA affermando che l'edizione meneghina del congresso ha avuto un bilancio più che positivo sotto ogni punto di vista, vedendo una crescita sostanziale degli iscritti e delle persone coinvolte in tutte le giornate congressuali. Si è respirata una maggior consapevolezza dell'importanza dell'Acciaio nelle costruzioni soprattutto in chiave futura dove la sostenibilità e il riuso giocheranno ruoli di primaria importanza nel nostro mondo, come sottolineato anche dal titolo stesso del congresso "ingegneria e architettura delle strutture metalliche: nuove sfide tra sicurezza, sostenibilità e digitalizzazione".

In calce una menzione d'onore per l'ode all'acciaio "Stand on...Steel" composta dal Prof. Alberto Mandara e dedicata al Prof. Federico M. Mazzolani dai suoi Alumni, che in chiusura della prima giornata ha coinvolto e sorpreso piacevolmente tutti i partecipanti.



Marco Simoncelli

Presidente del comitato organizzativo locale

XXIX CONGRESSO CTA - IL SALUTO DEL PRESIDENTE ING. RICCARDO DE COL

Cari amici, sono emozionato e felice di dare inizio ai lavori del XXIX Congresso del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio.

La maggior parte di voi conosce bene la nostra associazione, ma ci sono tante persone nuove che partecipano per la prima volta. A tutti voi il mio benvenuto e l'augurio che siano giornate fruttuose per il vostro lavoro ed il vostro futuro.

Per la prima volta siamo riuniti qui a **Milano**, la sede del CTA, dove tutto ebbe inizio circa 60 anni fa, quando alcuni giovani e meno giovani progettisti, costruttori, universitari e cultori della materia, vollero fortemente creare un gruppo che facesse conoscere le proprietà di un materiale e di una tecnica di costruzione che, ai tempi, erano poco conosciute. La cultura dell'acciaio è stata quasi un novità per l'Italia uscita distrutta dalla seconda guerra mondiale: nel ventennio precedente il secondo conflitto mondiale, le costruzioni erano molto tradizionali, muratura e qualche tentativo di strutture in c.a., mentre l'acciaio, pur avendo già alle spalle notevoli realizzazioni, era un materiale poco utilizzato (salvo qualche caso particolare come edifici di grandi luce come la stazione di Milano o il grattacielo di Torino e qualche Hangar costruiti dalla SNOS - Società Nazionale Officine di Savigliano).

Da allora sono passate più di due generazioni.

Guardando a tutta l'attività della nostra Associazione dobbiamo riconoscere che è stato fatto un lavoro notevole. Ora l'acciaio comincia finalmente ad essere utilizzato anche per l'edilizia abitativa e del terziario; le strutture industriali purtroppo sono oggi piuttosto rallentate a causa dell'involuzione del settore, mentre notiamo che l'acciaio è sempre più utilizzato per le infrastrutture. Ci rendiamo conto però che c'è ancora molto da fare per far capire al mondo delle costruzioni le prerogative di questo antico ma straordinario materiale. Lo vedremo infatti nel corso di questi giorni di studio, in cui si passeranno in rassegna alcune realizzazioni dell'ingegneria italiana con un occhio anche all'evoluzione della normativa ed alla ricerca applicata.

Vi è stato distribuito il programma ed avrete notato che è veramente denso: i saluti istituzionali dell'Ordine degli Ingegneri e della Fondazione Promozione Acciaio, le relazioni introduttive. Ben tre tavole rotonde, gli interventi delle aziende espositrici, e ben 130 memorie scientifiche e tecniche da esaminare in 4 sessioni parallele che si svolgeranno per gruppi di lavoro separati. Tutto questo grande lavoro è stato preparato dalla segreteria del CTA unitamente al lavoro di molti giovani studenti e dottorandi delle università di Salerno e del Politecnico di Milano grazie alla collaborazione stretta con i professori Elide Nistri e Marco Simoncelli.

Ogni Congresso comincia con dei saluti.

Il primo saluto sarà presentato, a nome dell'Ordine degli Ingegneri di Milano, dall'ing. **Michele Capè**, consigliere dell'Ordine milanese ed in precedenza Presidente della locale Commissione Strutture.

Un secondo graditissimo saluto verrà da Fondazione Promozione Acciaio, la maggiore Associazione del settore delle costruzioni in acciaio, nella persona della sua Presidente ing. **Caterina Epis**. Ricordo che il CTA fu uno dei padri fondatori di FPA, che nel tempo è cresciuta e si è sviluppata molto. Entrambe le associazioni svolgono oggi un ruolo estremamente importante per la diffusione della cultura delle costruzioni metalliche.

Ci saranno poi delle relazioni ad invito.

Per la prima relazione abbiamo invitato il prof. **Giulio Ballio**, figura

di primissimo piano nel mondo delle strutture in acciaio come docente e progettista. È stato Rettore del Politecnico di Milano per due mandati (8 anni), Presidente del CTA nel biennio '80-'82. Ha svolto ricerche di laboratorio sul comportamento delle strutture metalliche insieme a

Leo Finzi, Carlo Urbano, Alfredo Castiglioni e Vincenzo Petrini, e poi ricerche con Giovanni Solari per la mappatura dei venti in Italia. Ha anche lavorato a progetti molto importanti e tanto altro. Ha insomma tracciato molte strade nel nostro mondo delle strutture. E soprattutto conosce bene sia il mondo universitario che quello del lavoro. Per tale motivo a lui abbiamo chiesto la prima relazione sullo *"Stato della cultura dell'acciaio in Italia"*.

Avremo poi un dono da parte di **Mario de Miranda** che ci accompagnerà in giro nella città di Milano a gustare alcuni dei pezzi pregiati eseguiti in acciaio. Fino alla fine della seconda guerra mondiale il nostro monumento era la stazione Centrale con le sue grandissime volte in acciaio e vetro, edificio che sembra dell'ottocento anche se venne completato nel 1931. Successivamente Milano si è arricchita di opere notevoli ove la struttura in acciaio è messa bene in risalto.

Sono poi previste ben quattro relazioni ad invito la prima delle quali, a cura dell'ing. **Mauro Eugenio Giuliani** della società REDESCO di Milano, ha come titolo: *"Strutture metalliche e miste: la prospettiva di un Progettista"*. La seconda relazione è del prof. **Milan Veljkovic** dell'università di Delft: *"Recent results of monopile connections in offshore supporting structures for large-capacity Wind Turbines"*. La terza relazione verrà tenuta dal prof. **Emidio Nigro** dell'Università Federico II di Napoli. Titolo del suo intervento è: *"La sicurezza strutturale antincendio nelle strutture metalliche del futuro"*. Infine la quarta relazione dal titolo *"Steel advancements Changing the World"* sarà a cura dell'ing. **Ron Klemencic**, titolare dello studio MKA di Seattle, grande esperto di edifici alti.

Il programma prevede anche tre tavole rotonde:

- *"L'ingegneria ed il ruolo strategico dell'acciaio"*, coordinata da **Bruno Finzi** (past President 2014-2016)
- *"Grandi opere infrastrutturali in acciaio - la forza di una sinergia perfetta"*, coordinata da **Mario de Miranda** (past President 2016-2018)
- *"Gli Eurocodici e le ricadute nelle nostre normative"*, coordinata da **Raffaele Landolfo** (past President 2012-2014).

Per sabato mattina 28 settembre sono infine previsti due corsi di aggiornamento tecnico dai seguenti titoli: *"L'uso consapevole dei programmi di calcolo nella pratica quotidiana"* e *"Acciaio e decarbonizzazione del costruito: a che punto siamo?"*

Gli atti del Congresso (consistenti in più di 130 memorie) sono stati distribuiti in formato elettronico. Sono lo stato dell'arte della ricerca e della progettazione in acciaio ad oggi. Spero che diventino un utile aiuto per la professione di ogni partecipante nello spirito di sana collaborazione che ha sempre animato i Congressi del CTA.

Un augurio di buon lavoro a tutti voi!



XXIX CONGRESSO CTA - IL SALUTO DELL'ING. MICHELE CAPÉ

Buongiorno,

è un vero piacere essere qui in rappresentanza del Consiglio dell'Ordine degli Ingegneri di Milano. Vi porto innanzitutto i saluti del nostro Presidente Carlotta Penati e di tutti i membri del Consiglio.

Questo Congresso è un'occasione importante per condividere la cultura delle Costruzioni in Acciaio fra gli addetti ai lavori, ma anche per trasmettere alle nuove generazioni di ingegneri un grande bagaglio di conoscenze di cui in Italia possiamo essere particolarmente orgogliosi, e per accelerare lo sviluppo di soluzioni innovative che oggi più che mai sono necessarie per rimanere competitivi nel mondo globalizzato.

Come Ordine siamo inoltre molto felici di aver contribuito, sia economicamente che attraverso la partecipazione alla commissione giudicatrice, alla premiazione delle migliori tesi di laurea in ingegneria che si distinguono per l'originalità ed il rigore del tema trattato, con la valorizzazione delle capacità espressive delle costruzioni in acciaio. Personalmente, da professionista specialista di costruzioni in acciaio, ho potuto constatare in questa occasione, ma anche constatato

ogni volta che incontro un giovane ingegnere che vuole iniziare una carriera nel campo della progettazione strutturale, che il livello dei

nostri studenti in ingegneria è davvero molto alto, e auspico che il futuro possa riservare loro condizioni sociali ed economiche migliori di quelle che il nostro settore ha registrato negli ultimi decenni. Il tema dell'Equo Compenso dei Professionisti, tanto dibattuto negli ultimi mesi, è senz'altro un primo passo in questa direzione, ma sicuramente tanto si deve ancora fare per far tornare l'Ingegneria civile una scelta di grande prestigio come era in passato.

Il mio augurio di buon lavoro a tutti.



ABBONARSI AL CTA!

Dal 1966
per lo studio e il perfezionamento
della tecnica
della costruzione metallica

I VANTAGGI

- 6 numeri della rivista **COSTRUZIONI METALLICHE** → in formato cartaceo ed elettronico
- 1 quaderni e 12 pubblicazioni tecniche in uscita nell'anno
- Sconti sulle pubblicazioni arretrate
- partecipazione a quote ridotte ai nostri webinar, seminari e corsi e al **Congresso**
- Libero accesso all'**Archivio di Costruzioni Metalliche** ed altre pubblicazioni tecniche sul sito CTA **collegiotecniciacciaio.it**

COLLEGIOTECHNICIACCIAIO.IT

CTA COLLEGIO DEI TECNICI DELL'ACCIAIO

in c-t-a-collegio-dei-tecnici-dell'acciaio collegiotecniciacciaio.it f CollegioTecniciAcciaio

IL SALUTO DELL'ING. CATERINA EPIS, PRESIDENTE DI FONDAZIONE PROMOZIONE ACCIAIO, AL XXIX CONGRESSO DEL CTA

Buongiorno a tutti, benvenuti.

Un ringraziamento al Presidente del CTA, Ing. De Col, per averci invitato ad aprire, insieme agli altri illustri ospiti, la ventinovesima edizione del Congresso.

Un appuntamento fondamentale per il nostro settore e per la promozione di innovazioni e soluzioni nel campo della carpenteria metallica, un'importante occasione per condividere esperienze, idee e prospettive sul futuro della nostra industria.

Fondazione Promozione Acciaio, come sapete, opera dal 2005 quale Ente Culturale per lo sviluppo delle costruzioni e delle infrastrutture in acciaio in Italia ed è parte attiva di una nuova cultura del costruire che sta interessando il nostro Paese sempre più ispirata alla sicurezza, alla sostenibilità e alla bellezza. Rappresentiamo la filiera della costruzione in acciaio in Italia, dalla produzione dei componenti alla messa in opera e siamo un riconosciuto polo aggregativo per tutti gli attori del comparto delle costruzioni in acciaio. **Obiettivo principale è diffondere e valorizzare gli aspetti progettuali e tecnologico-costruttivi che differenziano la carpenteria metallica dagli altri sistemi costruttivi.**

Il nostro impegno nella formazione, fondamentale per la crescita culturale dei professionisti che operano nel comparto della costruzione, è costante e sempre orientato verso l'innovazione e la sostenibilità. **Ed è proprio su un concetto di sostenibilità chiaro e concreto che FPA sta investendo molto:** in un'epoca in cui le sfide ambientali e climatiche sono al centro dell'attenzione globale, è imperativo che la nostra industria si adatti e contribuisca attivamente. La strada passa inevitabilmente dalla riduzione delle emissioni di CO₂, dalla neutralità carbonica e dalla conservazione delle risorse attraverso una produzione più responsabile e ad una conoscenza approfondita delle applicazioni dell'acciaio nell'edilizia con una visione attenta al ciclo di vita dei prodotti e degli edifici e al loro comportamento. Sarà importante utilizzare prodotti duraturi, provenienti dal riciclo e a loro volta riciclabili e la siderurgia italiana è già da tempo impegnata per la circolarità e per produrre prodotti con un ciclo di vita più lungo e rinnovabile.

Grazie alla sua natura circolare, l'acciaio è un componente fondamentale nella realizzazione di edifici ed infrastrutture realmente sostenibili dove il valore intrinseco rimane all'interno del bene: versatilità, resistenza, durabilità e totale riciclabilità. **L'approccio alla progettazione sostenibile è un processo complesso che deve necessariamente coinvolgere tutti gli attori della filiera delle costruzioni**, gli investitori con i loro target, i produttori e il loro impegno nella decarbonizzazione, i progettisti e i costruttori nella concezione di progetti sostenibili. In fase progettuale trovare l'alternativa "più sostenibile" tra differenti opzioni non è facile perché di fatto non esistono soluzioni in assoluto più sostenibili di altre e la scelta corretta deve derivare da una valutazione completa oltre che analizzare, caso per caso, prodotti e soluzioni supportati da ipotesi di calcolo quanto più possibili veritiere. I progettisti devono confrontare coerentemente le diverse soluzioni studiate con i relativi impatti ambientali calcolati,

con l'obiettivo di scegliere quella più appropriata per il loro progetto. In questo processo l'LCA rappresenta lo strumento valido e scientificamente riconosciuto per proporre progettazioni più consapevoli ed efficienti, capaci di generare valore e supportare lo sviluppo sostenibile.

È fondamentale ricordare come la regola generale per ridurre le emissioni prevede di ottimizzare in primis l'uso delle risorse e quindi anche dei materiali. Evitare quindi sovradimensionamenti degli elementi (e quindi ridurre i pesi), ottimizzare il calcolo e le verifiche, e valutare il tutto dal punto di vista dei costi e delle emissioni. Tutto questo può essere realizzato contenendo gli ingombri, utilizzando campate ampie e soluzioni facilmente adattabili e/o smontabili, che rendono possibile il riutilizzo degli elementi e futuri cambi di destinazione d'uso. Parliamo, anche, di trattamenti alla corrosione che garantiscono che le caratteristiche di resistenza e versatilità siano conservate per l'intero arco temporale della vita utile delle strutture, riducendo al minimo la frequenza delle manutenzioni. **Ed è in questa ottica più ampia di approccio circolare alla progettazione, che l'acciaio dimostra essere per sua natura un materiale intrinsecamente circolare e chiave nel processo di decarbonizzazione in atto.**

Fondazione Promozione Acciaio opera per promuovere lo sviluppo di politiche coerenti a supporto di tale metodologia: **utilizzare il meno possibile e riutilizzare il più possibile**, volto a dare pieno riconoscimento a materiali, quali l'acciaio, che per loro natura possono realmente contribuire alla riduzione dei consumi ed emissioni del settore. A riguardo abbiamo recentemente pubblicato il nostro primo Position Paper dal titolo **La metodologia Life Cycle per le costruzioni in carpenteria metallica**, un documento che nasce dalla volontà di dichiarare la posizione della filiera costruttiva in acciaio sul consolidato approccio di progettazione integrata degli edifici in carpenteria metallica, oltre ad informare sul percorso di innovazione che l'industria siderurgica ha avviato per contribuire al raggiungimento del target di decarbonizzazione. Attraverso un'analisi approfondita del processo di realizzazione delle strutture in acciaio, il Position Paper analizza le diverse fasi della catena del valore delle costruzioni, illustrando i benefici tangibili che si possono ottenere adottando un modello basato su circolarità, qualità dei materiali e industrializzazione della tecnologia costruttiva, tenendo conto dei benefici ambientali e sociali durante tutto il ciclo di vita degli edifici. Lo potete scaricare gratuitamente sul sito di Promozione Acciaio.

Chiudo condividendo con voi la convinzione che il dialogo e la collaborazione tra esperti, professionisti e innovatori siano essenziali per affrontare le sfide odierne e plasmare un futuro prospero per il nostro settore. Spero che questo congresso offra a tutti voi spunti preziosi e opportunità di networking che contribuiranno al successo delle vostre iniziative.

Auguro a ciascuno di voi una partecipazione proficua e stimolante.



PREMIAZIONI AL XXIX CONGRESSO CTA

Nella serata del 27 settembre 2024, nel corso della cena di gala che ha concluso le due giornate del XXIX Congresso del CTA, sono stati premiati i vincitori dei concorsi:

BEST THESIS – MIGLIOR TESI, rivolto ai laureati/laureandi (nel periodo 01/2024 – 07/2024) in discipline dell'ingegneria e dell'architettura ed in particolare delle costruzioni in acciaio.

Ecco qui di seguito i vincitori:

BEST DESIGN – MIGLIOR PROGETTO, rivolto ai professionisti dell'ingegneria e dell'architettura delle costruzioni in acciaio.

BEST PAPER – MIGLIOR ARTICOLO, rivolto a giovani ricercatori (di età inferiore a 40 anni) attivi nell'ambito delle costruzioni in acciaio. sviluppo di soluzioni per la costruzione di strutture e infrastrutture in paesi sottosviluppati.



BEST THESIS - COMMISSIONE: SIMONCELLI MARCO, DE MARTINO ATTILIO, CAPÈ MICHELE, BAIARDO FEDERICO				
PREMIO				
Cognome Nome	Titolo Tesi	Università	Relatori	SETTORE
COSTA ANTONIO	PROGETTAZIONE COMPUTAZIONE, STAMPA 3D E VERIFICA STRUTTURALE DI UNA NUOVA CLASSE DI ELEMENTI LATTICE IN ACCIAIO	ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA	Dott. Ing. Vittoria Laghi, Ing. Lidiana Arrè, Ing. Alessio Erioli, Prof. Ing. Tomaso Trombetti	RICERCA
GUALDI MICHELLE	Cold-formed steel panels with burring holes for the seismic retrofit of existing reinforced concrete buildings	UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BERGAMO	Prof. Andrea Belleri	PROGETTAZIONE
LI TALIO	APPROCCIO PARAMETRICO-ALGORITMICO PER LA PROGETTAZIONE DI UN SERBATOIO PENSILE	UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II	prof. ing. Francesco Pugliese, prof. ing. Pierpaolo D'Agostino, prof.ssa ing. Elena Mele	ARCHITETTURA
PISCIOTTANO FRANCESCO	Profili scatolari in lega di alluminio sottoposti ad azioni cicliche - Prove sperimentali ed analisi FEM	UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI SALERNO	Prof. Ing. Vincenzo Piluso, Prof. Ing. Elide Nastri, Ing. Alessandro Pisapia, Ing. Paolo Todisco	RICERCA
MENZIONE D'ONORE - PUBBLICAZIONE SU COSTRUZIONI METALLICHE				
Cognome Nome	Titolo Tesi	Università	Relatori	
ASCIONE FABRIZIO	Tall Timber – Sustainable and Efficient Structural Systems: Timber only or Steel-timber Hybrid	UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II	Prof. Ing. Elena Mele Prof. Ing. Beatrice Faggiano; Dott. Ing. Francesco Esposito; Dott. Ing. Giacomo Iovane; Dott. Ing. Diana Faiella	
BOCCACCIO SIMONE	Stock-constrained shape optimization of grid shells through geometric deep learning: performance assessment and case study application	UNIVERSITÀ DI PISA	Prof. Ing. Marco G. Bevilacqua, Dott. Ing. Francesco Laccone, Dott. Andrea Favilli, Dott. Giammarco Montalbano	
PASTORE MARINA	ANALISI DI SCAFFALATURE INDUSTRIALI PER LA VALUTAZIONE DELLA SENSIBILITÀ AL COLLASSO PROGRESSIVO	UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI SALERNO	Prof. Ing. Elide Nastri Prof. Ing. Rosario Montuori	
TRANI MORENO	Ruolo delle connessioni bullonate nella resistenza al fuoco di edifici in acciaio	SAPIENZA UNIVERSITÀ DI ROMA	Prof. Elena Mele (rel) Ing. Diana Faiella (Correl) Ing. Mario Argenziano (Correl) Ing. Francesco Esposito (Correl)	
BEST DESIGN - COMMISSIONE: MAIORANA EMANUELE, FINZI BRUNO, NAPOLI PAOLO, DESIMONI ALESSANDRO				
PREMIO				
Cognome Nome	Titolo Progetto	Società	Motivazione	
PARCIANELLO ENRICO	New DRINI Arch Bridge in Kukës: design and launching phases	Gefyra Engineering Srl STP	per aver realizzato in Albania un ponte ad arco a spinta eliminata (arco-catena) tra i più lunghi d'Europa (270 m)	
MATILDI GIUSEPPE	The fast rebuilding of THE HISTORICAL "LEONARDO DA VINCI" bridge in SASSO MARCONI (BO)	Matildi+Partners	per la ristrutturazione di un ponte degli anni '50 ad arco in c.a. a via superiore, mantenendo l'arco esistente e rifacendo la parte viabile soprastante in acciaio	
PILUSO VINCENZO	FREEDAM BREAKTHROUGH: SALERNO UNIVERSITY C3 BUILDING SHOWCASES SEISMIC INNOVATION	UNISA	poster più votato dai Congressisti	
BEST PAPER - COMMISSIONE: BERNUZZI CLAUDIO, MELE ELENA, CORDOVA BENEDETTO, PILUSO VINCENZO				
PREMIO				
Cognome Nome	Titolo Progetto	Università		
Vittoria Laghi, Lidiana Arrè, Michele Palermo, Giada Gasparini, Tomaso Trombetti	3D-PRINTED STEEL LATTICE ELEMENTS FOR A NEW GENERATION OF SUSTAINABLE STRUCTURES	ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA		

L'ODE ALL'ACCIAIO

“Stand on...”, ovvero “Continua pure a reggerti...”, che reca come sottotitolo “An Ode to Steel”, è un componimento letterario e musicale che intende celebrare le virtù dell'acciaio nonché rendere omaggio ad un grande Maestro della Costruzione Metallica, Federico M. Mazzolani.

IDEATA DA ALBERTO MANDARA, uno degli allievi di Mazzolani, l'Ode all'Acciaio si presenta come un inno accorato e vibrante, dedicato a uno dei materiali più emblematici della storia umana sin dai tempi dell'antichità. L'opera è pensata anche per essere messa in musica, con una struttura divisa in tre parti, che alternano momenti evocativi, meditativi e, al termine delle due strofe principali, gioiosamente inneggianti. L'ascoltatore viene così accompagnato dalla musica in un viaggio attraverso le innumerevoli applicazioni dell'acciaio, considerate come esempio di crescita e di progresso pacifico dell'umanità.

L'Ode si apre con l'immagine di un materiale portato in dono agli esseri umani dagli spazi siderali e prosegue con la metafora di un animo fedele forgiato nel bagliore da cui nasce ogni manufatto metallico. Nel testo si coglie l'essenza dell'acciaio stesso, non solo come semplice sostanza, ma come simbolo di modernità e progresso. L'acciaio, lungi dal limitarsi ad essere un normale materiale per la costruzione di manufatti, appare personificato e si presenta come premio per l'ingegno e l'abilità dell'uomo. Esso diventa ambita ricompensa alla fatica umana, ma anche un richiamo a riconoscere la bellezza e la sacralità insite nel lavoro e nella capacità di trasformare la materia. In questo, non mancano i contrasti: l'acciaio è al contempo forte, instancabile, ma anche leggero; placido e calmo, ma altresì fermo e tenace. L'acciaio è vigoroso, ma al tempo stesso leale e protettivo, si piega senza mai venir meno, al punto di meritare fiducia fino in fondo. Dualismi che riflettono la complessità del mondo reale e del vivere umano, rendendo il componimento non solo un tributo al metallo, ma anche una meditazione sulle sfide e le conquiste dell'umanità. *“Ductilitas suprema virtus”*, è la scritta che campeggia sullo stemma che accompagna l'Ode. Una massima che prende in prestito una delle prerogative dell'acciaio per esprimere una ben precisa filosofia di vita.

L'opera si chiude con un auspicio, una sorta di preghiera laica, *“Possa la tua forza non svanire mai”*, riflettendo in tal modo il sentimento di chiunque abbia riposto fiducia in qualcosa o qualcuno. Proprio come farebbe, nel suo intimo, un ingegnere o un architetto dopo aver progettato e costruito la sua opera. In questo senso, l'Ode all'Acciaio vuole essere l'espressione del sentire collettivo di una intera comunità di tecnici, che con il loro ingegno e la loro dedizione hanno creduto in questo materiale e nelle sue qualità.



Alberto Mandara e Federico M. Mazzolani.



Stand on...
An Ode to Steel

*Steel, the Hephaestus' glory, thou that fearless rush through stars,
let a glow engrave thy soul, just bow and never quit.
Thou, that mighty and strong were born, yet so light stand on...,
pave our road to progress, we trust thee all the way.*

*On the land, in the plants, Steel makings will never fail!
On the roads, on the rails, Steel bridges will never fail!
On the waves, on the quakes, Steel structures will never fail!*

*Hark, and see thy valiant work,
Steel, to forge a deck so firm,
Yet, the fate hath made thee great,
as great is thy reward to sacred human toil.*

*Hark, and see thy major grail,
Steel, to crown thyself with pride,
Wait, and let thee be the highest gift to our skill.*

*Steel, the tireless worker, arm that steady hold our roof,
may mankind embrace thy rule, a loyal and healthy world.
Thou, that stay so placid and calm, yet so tight stand on...,
let thy virtue guard our lives, may thy strength never fade.*

*Whether braced or framed, Steel houses will never fail!
Whether bolted or welded, Steel joints will never fail!
Whether trussed or plated, Steel structures will never fail!*

Oh Steel, stand on...
May thy strength never fade...

Dedicated to Prof. Federico M. Mazzolani by his Alumni and Friends

XXIX CONGRESSO CTA ARRIVEDERCI ALLA PROSSIMA EDIZIONE!

Il saluto, a conclusione dei lavori, del Presidente ing. De Col

Amici,
siamo arrivati alla fine dei lavori di questo Congresso. Il tempo è volato: è quello che accade quando si è in buona compagnia, quando si lavora insieme e con entusiasmo per un obiettivo comune.

In realtà non è proprio finito: domani, al Politecnico, ci saranno due corsi di aggiornamento, come sapete, un assaggio della intensa attività di aggiornamento professionale che svolgiamo con i nostri corsi e webinar durante tutto l'anno.

Ma non è finito anche, e direi soprattutto, perché c'è un ultimo importante appuntamento stasera, al quale vi prego di non mancare: la nostra cena di gala. Non soltanto perché sarà il modo con il quale Milano vi saluterà facendovi gustare alcuni piatti della tradizione meneghina, ma anche, e soprattutto, perché sarà una splendida occasione per incontrarsi, parlarsi, ridere insieme. Perché la nostra platea di iscritti al Congresso è, in realtà, una platea di amici che si stimano e che collaborano sempre e da sempre.

Lasciatemi fare alcuni doverosi ringraziamenti, a conclusione dei tre giorni di intenso lavoro. Voglio ringraziare in modo completo tutti coloro che si sono spesi per la riuscita del XXIX Congresso del CTA:

- **gli Enti Patrocinanti:** L'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano, il Politecnico di Milano, l'Istituto Italiano della Saldatura, Fondazione Promozione Acciaio, UNICMI, l'AIM Associazione Italiana di Metallurgia nonché i media partner Costruzioni Metalliche ed Ingenio.
- **il Comitato Organizzatore** che si è prodigato per la buona riuscita dell'evento.
- **Il Comitato Scientifico** per aver consentito, con la sua partecipazione, di dare un autorevole avallo alla struttura scientifica del congresso.
- **il Consiglio Direttivo del CTA** per la fiducia accordata nell'assegnarmi il mandato di organizzare il XXIX Congresso della nostra Associazione, nonché per tutti i consigli, suggerimenti e parole di

conforto nei momenti difficili che sempre si incontrano nella programmazione, organizzazione e gestione di un convegno scientifico.

- **la Segreteria Scientifica** che ha curato l'impaginazione degli Atti del Congresso nonché l'organizzazione dei contenuti.
- **la Segreteria Amministrativa** per la ineguagliabile capacità di gestione di tutti gli aspetti organizzativi.
- **i numerosissimi sostenitori** intervenuti in questa edizione del Congresso:
 - **Promotori:** AIZ, ArcelorMittal, Krabo, Nord-Lock, Tokbo
 - **Sponsor:** Abagrigliati, CSi Italia, CSPFEA, Dlubal, Eiseko, Hempel, Innoventions, PPG
 - **Green Sponsor:** Ficep, Harpaceas, HSH, Jotun, Manni Sipre, Redaelli, SFS, Socotec, Unimetal, Vicini

Per concludere, vi rubo ancora pochi minuti.

C'è stata una notevole partecipazione ai lavori, quale non si vedeva da tempo, segno di una rinnovata voglia del settore di continuare l'opera iniziata quasi 60 anni fa a cura di alcuni tra i maggiori esperti italiani del settore delle costruzioni in acciaio che aveva come scopo principale "...lo studio e il perfezionamento della tecnica della costruzione metallica..."

Da allora si sono avute molte iniziative per raggiungere lo scopo: i congressi e l'attività formativa.

La nostra Associazione è cresciuta, molti ingegneri giovani si sono avvicinati per accrescere le loro competenze nell'acciaio, il sito del CTA è ben frequentato, si hanno richieste varie di chiarimenti normativi e di applicazione tecniche.

La ricerca continua a largo raggio su quasi tutti i problemi dell'acciaio per usi strutturali. In quest'ultimo Congresso si sono avuti parecchi contributi sulle tecniche di controllo, sul calcolo delle connessioni, sul comportamento delle strutture soggette ad incendio, sulle nuove tecniche di stampaggio 3D, sul riuso dell'acciaio.

C'è forte richiesta nel settore delle infrastrutture, ed in generale su impiantistica industriale a livello mondiale, ovviamente in un quadro di ritorno a rapporti meno conflittuali di quelli che purtroppo viviamo oggi.

Ma, per la nostra situazione, ci sono due problemi che sono affiorati dalle giornate milanesi, che devono essere affrontati e risolti al più presto:

- L'attuale diminuzione di allievi ingegneri in particolare nel settore dell'ingegneria civile con indirizzo strutturale, si sta rivelando drammatica. Di questo calo sono gli studi più piccoli che ne sopportano le conseguenze, studi che nel passato sono tradizionalmente stati gli elementi formativi nel settore della progettazione.
- La mancanza di un comparto di officine di carpenteria metallica di media dimensione che sappia operare con livelli qualitativi quali quelli richiesti dalle normative attuali. Gli Eurocodici per l'acciaio infatti riflettono la matrice nord-europea che gode di un settore più efficiente ed articolato.

Come per altri settori del terziario (si pensi alla carenza di personale medico) occorre arrivare ad una maggiore sensibilizzazione di chi ha in mano le sorti del nostro Paese.

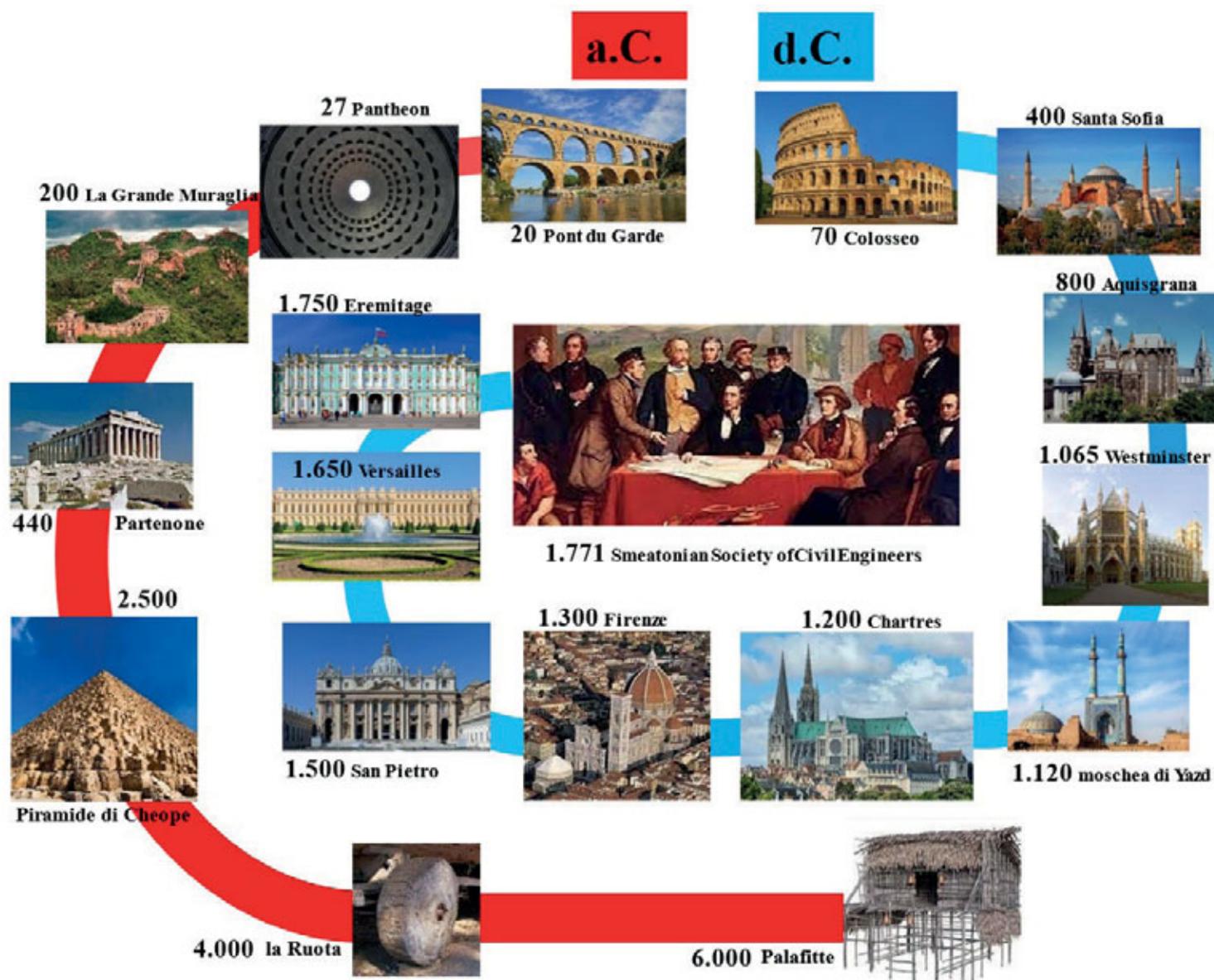
Abbiamo avuto un glorioso passato, abbiamo ancora un notevole patrimonio edile e di infrastrutture da curare e rinnovare. Sono molte le sfide che ci aspettano ancora. Il CTA dovrà impegnarsi molto per superare questi aspetti critici.

Arrivederci al prossimo Congresso e, vi prego, restiamo in contatto!



INGEGNERIA CIVILE, IERI OGGI DOMANI.

Relazione ad invito presentata dal Prof. Giulio Ballio al XXIX Congresso del CTA



L'ingegneria Civile nasce con le palafitte nel VI millennio avanti Cristo, ma soltanto dopo 8.000 anni l'Ingegnere inglese John Smeaton introduce il nome "Civil Engineer" con la fondazione della "Smeatonian Society of Civil Engineers".

L'associazione era interdisciplinare: riuniva ingegneri, finanziari, avvocati in vista della realizzazione di progetti di pubblico interesse, quali canali, fari, aree portuali, linee ferroviarie, a supporto dello sviluppo industriale appena iniziato. Nel 1829 la terminologia "Genie Civil" fu introdotta in Francia da École Centrale Paris in contrapposizione al "Genie Militaire" dell'École Polytechnique.

École Centrale voleva formare ingegneri destinati a rispondere alle molteplici sfide del progresso industriale, sociale e umano, quindi ingegneri con sbocchi lavorativi molto diversi da quelli di École Polytechnique, prevalentemente destinati a servire l'Esercito francese.

L'Ingegneria Civile è quindi concepita a servizio dell'antropizzazione, fiorisce laddove c'è espansione economica e demografica, non ha concorrenti nel progetto e costruzione di strade, di ferrovie, di ponti, di porti, di dighe, canali e opere fluviali, degli edifici richiesti dall'industria manifatturiera.

L'Ingegnere Civile si trovò in concorrenza con altre figure professionali.

1. Con l'Ingegnere militare vi fu una separazione di ruoli, non di competenze, fino a quando la figura di tecnico a servizio degli eserciti venne a cessare.
2. L'Agrimensore, (poi Geometra) fu relegato a un ruolo subalterno, gli furono lasciati la misura e la definizione dei confini dei terreni ed il loro accatastamento.
3. Con l'Architetto la competizione divenne subito accesa. Il codice napoleonico indicava l'Architetto, non l'ingegnere, come il tecnico che condivide con il Costruttore la responsabilità decennale della progettazione e della realizzazione delle Costruzioni.

L'Ingegnere Civile trovò il suo spazio rifacendosi al pensiero di Bernard Forest de Belidor che, nel suo famoso libro *La scienza degli Ingegneri* pubblicato nel 1737, disprezza gli Architetti incapaci di utilizzare la Matematica e la Meccanica come basi del proprio operare.



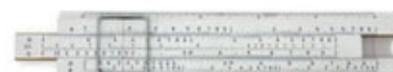
“Nessun architetto ha dato principii per trovare il punto di equilibrio tra le forze agenti e le resistenti, non si riconosce la grossezza da darsi ai rivestimenti dei terrapieni o a quelli dei bastioni, dei moli e delle strade in argine, ai piedritti delle volte, alle spalle dei ponti, per far equilibrio con la loro resistenza alla spinta che devono sopportare questi muri senza porre in opera materiali superflui. Se l'Architettura è imperfetta ciò deve attribuirsi all'aver voluto i cultori di lei attingere tutti alla medesima fonte e sdegnare quei soccorsi che sembrano stranieri al loro soggetto... S'avvidero però che loro mancava qualche cosa, ma poco o niente padroni della Meccanica e dell'Algebra che sole potevano loro fornire ciò di cui abbisognavano, non è meraviglia che non v'abbiano ricorso e che si siano limitati a una certa pratica dalla quale per vero dire non furono in moltissimi casi traditi, non avendo risparmiato materiale allorquando s'avvidero che i loro lavori difettavano di stabilità.”

Per le sue conoscenze e l'impiego di presupposti scientifici, l'Ingegnere Civile si presentò come figura professionale capace di trovare la soluzione più economica per migliorare la vivibilità, la mobilità, le condizioni di lavoro della collettività.

In Italia, fino agli anni '60 del secolo scorso, l'Ingegnere Civile, con il manuale dell'Ingegnere in cartella e il regolo calcolatore nel taschino della giacca è la figura professionale di riferimento che

- garantisce la sicurezza delle Costruzioni per le quali il costo della parte resistente era allora dell'ordine del 30 - 40% del costo totale dell'opera;
- che progetta e dirige la costruzione di tutti gli edifici industriali necessari allo sviluppo produttivo e di tutte le reti richieste dallo sviluppo della società.

Per l'ingegnere civile il lavoro è una sfida continua. A differenza degli altri prodotti industriali **ogni opera è un prototipo di cui ci si aspetta il perfetto funzionamento**; non vi è spazio per correggere difetti.



La società vede l'ingegnere come suo fiduciario più che come prestatore di servizi, ne apprezza la qualità delle prestazioni e ne rispetta le responsabilità. L'Ingegnere Civile è orgoglioso della fiducia che gli viene data, è fiero di essere a servizio della collettività.

Si delineano anche i compiti dell'Ingegnere e le tipologie della Committenza:

- Amministrazioni pubbliche per quanto riguarda la quasi totalità delle reti e delle infrastrutture ad esse connesse (strade, ferrovie, aeroporti, ponti, dighe, acquedotti e fognature, opere fluviali, porti e opere marittime, gallerie, stabilità del suolo, frane e loro presidi).
- Enti industriali per quanto riguarda gli insediamenti manifatturieri, elettrodotti, strutture a servizio dell'impiantistica siderurgica, chimica, cementiera, linee per lo stoccaggio, trasporto e sollevamento di materiali, etc.
- Committenti pubblici o privati per opere progettate da Architetti per le quali l'ingegnere svolge svariate tipologie di servizi specialistici quali il progetto e direzione lavori delle strutture portanti e delle fondazioni, la gestione della commessa, la direzione del cantiere.

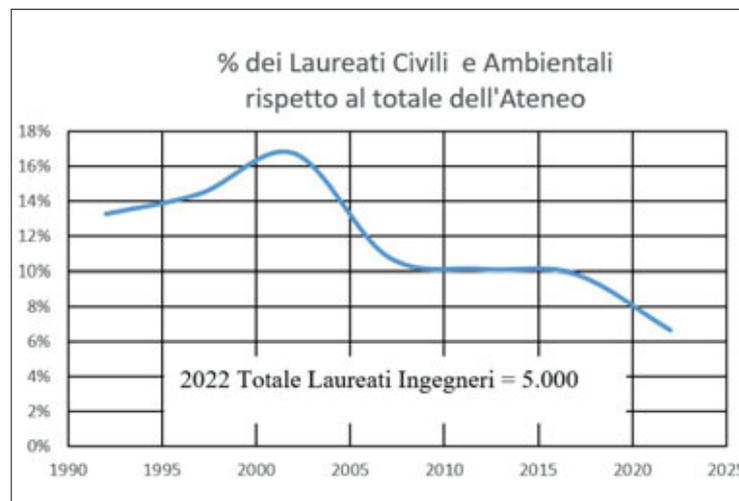
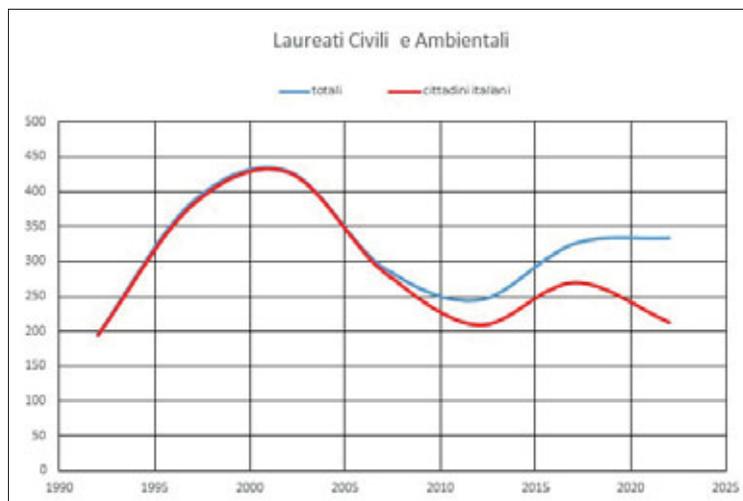
Gli anni 1960 - 1980 sono il periodo magico per l'Ingegneria Civile. Si progettano e si realizzano interi quartieri residenziali, edifici per uffici, scuole, chiese, antenne per le nascenti telecomunicazioni, linee ferroviarie, insediamenti universitari, musei e palazzi per esposizioni, edifici industriali.

È il terreno favorevole per sviluppare creatività e innovazione perché la competizione negli appalti si basa sulla qualità del progetto e il contenimento dei tempi di esecuzione e dei costi.

Le Imprese di Costruzione italiane vincono grandi commesse internazionali. Nel Costruttore risiede la maggior parte delle conoscenze necessarie per progettare e costruire; nei loro uffici tecnici lavorano ingegneri e tecnici che si valgono di professionisti esterni per problematiche di particolare impegno.

Si delinea la figura del Coordinatore di Commessa (*Project Manager*), capace di far dialogare le risorse interne fra loro e con gli specialisti esterni, così da garantire la interdisciplinarietà del processo.

Purtroppo, si stava addensando una nuvola nera all'orizzonte. Una mattina, degli anni '80, il mio maestro, prof. Leo Finzi, mi disse, con una faccia aggrottata che non gli avevo mai visto: "Ieri sera ero a cena con l'ingegner Vincenzo Lodigiani. Mi ha detto che, ormai, per vincere un appalto, la qualità tecnica del progetto non conta più nulla, contano le *entrate*".



Dieci anni dopo, allo scoppio delle vertenze giudiziarie di “Mani Pulite”, compresi fino in fondo questa frase, mi accorsi di quanto “fragile” fosse il mondo delle Costruzioni Civili.

Negli anni '90 i grandi Costruttori scompaiono o cambiano ragione sociale e obbiettivi. I nomi di Astaldi, Condotte, Torno, Girola, Lodigiani, Farsura, Impresit, Sogene, SAE, CMF, dicono poco alle nuove generazioni. Sono i nomi delle Imprese che hanno costruito opere prestigiose in tutto il mondo, che hanno insegnato il mestiere a tutti noi.

Gli uffici tecnici delle Imprese di Costruzione italiane sono cancellati. Le società di ingegneria, combattute dagli Ordini professionali, non decollano, non vi sono organizzazioni in grado di intercettare l'esodo di risorse umane depositarie delle conoscenze tecniche. Il sistema progettuale delle Costruzioni perde la interdisciplinarietà delle competenze che lo aveva caratterizzato nei decenni precedenti; la disponibilità di programmi di calcolo automatico crea l'illusione che i colori di un output possano sostituire conoscenze e esperienze.

Il cantiere diventa un'accollita di subfornitori scelti e diretti da un “Gestore di Commessa”, responsabile del rispetto dei tempi e del budget, spesso di formazione diversa da quella Civile, per lo più privo di conoscenze tecniche specifiche.

- Il Gestore di Commessa diventa colui che non sa niente di tutto;
- lo Specialista è considerato colui che conosce tutto di niente.

A cavallo degli anni 2000 si verificarono alcuni cambiamenti che influenzarono e tuttora influenzano i processi dell'Ingegneria Civile.

L'Unione Europea equipara gli Ingegneri a semplici fornitori di servizi, a differenza di Avvocati, Commercialisti, Notai. Ogni rapporto fiduciario scompare; le prestazioni di ingegneria diventano oggetto di criteri di aggiudicazione che non tengono conto di conoscenze, competenze, esperienza, affidabilità.

Gli Ordini Professionali suddividono l'Abilitazione di Ingegneria in tre settori (Civile, Industriale, Informatica) così ratificando che un Ingegnere Civile non può occuparsi di Impianti elettrici, di Impianti Meccanici, di Impianti Termici, di Automazione.

L'Università fraziona i piani di studio dei Corsi di Ingegneria Civile senza riconoscere che l'unicità del prototipo da realizzare richiede la conoscenza di tutto il processo, dalle prime fasi della progettazione alle ultime della realizzazione.

L'Ingegnere Civile perde la sua creatività e diventa un semplice utilizzatore di calcolo automatico e di clausole normative il cui rispetto formale è ritenuto garanzia di una corretta progettazione e riparo da ogni fastidioso contenzioso con colleghi e committenti.

Oggi le università lamentano una carenza di studenti di Ingegneria Civile, il mercato del lavoro denuncia difficoltà nel reperire ingegneri civili, giovani e motivati.

Cosa sta succedendo?

Premetto che sono abbastanza critico nei riguardi delle statistiche. Ho sempre condiviso la frase attribuita al grande politico inglese dell'età vittoriana Benjamin Disraeli (1804 – 1881):

Ci sono tre modi per mentire: le bugie, le menzogne spudorate, le statistiche.

Per non mentire mi limito a presentare due grafici.

Il primo grafico riporta l'andamento negli ultimi 30 anni del numero dei laureati quinquennali/magistrali dei Corsi di Ingegneria Civile e Ambientale del Politecnico di Milano. Vi fu un netto incremento nell'ultimo decennio del secolo scorso. Negli ultimi 25 anni i laureati italiani si sono praticamente dimezzati. Oggi la sopravvivenza didattica di molti docenti è permessa soltanto dagli alunni stranieri.

Il secondo grafico mostra, sempre nel Politecnico di Milano, la percentuale dei laureati in Ingegneria Civile e Ambientale rispetto al totale dei laureati dell'Ateneo. Si passa da un 14 - 16% dell'ultimo decennio del secolo scorso a un 10% negli anni 2010 - 2015 a un misero 6,5% dei 5.000 laureati in Ingegneria di oggi.

Guardando questi grafici mi sembra si possa affermare che:

sempre meno giovani italiani considerano l'Ingegneria Civile un buon investimento per il proprio futuro.

Cerchiamo di comprendere cosa sta succedendo.

Duemilacinquecento anni or sono Confucio affermava:

“Scegli il lavoro che ami e non lavorerai neppure un giorno in tutta la tua vita.”

Venti anni or sono, Leonardo Del Vecchio, orfano, “martinitt”, apprendista in una fabbrica di coppe e medaglie, fondatore di un impero industriale e finanziario, in occasione della sua laurea Honoris Causa in Ingegneria dei Materiali, ci disse:

“Chi è felice lavora meglio”.

Ragioniamo su queste affermazioni, molto simili, pronunciate a distanza di 2.500 anni.

Nel mondo del lavoro, da un lato c'è un cambiamento generazionale molto importante, dall'altro le aziende hanno difficoltà a comprendere che i giovani di oggi cercano un ambiente di lavoro che abbia a cuore i valori che loro stessi ritengono prioritari, sono concentrati sul valore della vita e non solo su quello del denaro.

Credo di non sbagliare affermando che il neolaureato oggi sceglie una occupazione lavorativa che gli consenta:

- una indipendenza economica associata alla disponibilità di un po'

- di tempo libero e soprattutto alla possibilità di lavorare in remoto;
- un luogo di lavoro inclusivo, ricco di relazioni umane, con grande attenzione a parole chiave quali “sostenibilità”, “ambiente”, “energia”;
- offerte di formazione strutturata e di crescita culturale per stare al passo con l’evoluzione delle tecnologie;
- una prospettiva professionale che permetta di raggiungere una certa visibilità, di esercitare in futuro un corretto “potere” influenzante;
- una protezione nei riguardi di eventuali responsabilità civili o penali.

Forse i giovani percepiscono l’Ingegneria Civile come una disciplina frastagliata e disorganizzata, incapace di offrire *un lavoro da amare e un pizzico di felicità*.

Forse i giovani vedono la maggioranza degli Ingegneri Civili insoddisfatti della propria professione, spesso soggetti a processi sommari da parte degli organi di informazione.

Forse i giovani ritengono rappresentativa dell’Ingegneria Civile la frase di Leslie Robertson, il progettista delle strutture delle Twin Towers:

*l’Ingegnere Civile è colui che
nessuno conosce se la costruzione sta in piedi,
tutti conoscono se la costruzione crolla*

Per intravedere un domani migliore propongo le seguenti affermazioni:

- La nostra società è sempre più esigente per la qualità dei suoi spazi di vita e di lavoro, delle sue infrastrutture, dei suoi sistemi di mobilità.
- Le nostre città hanno bisogno di trasformare insediamenti obsoleti in edilizia tecnologicamente avanzata per la quale il valore delle strutture portanti diventa sempre più ridotto rispetto al valore finale dell’investimento.
- Le nostre risorse vitali, il suolo, l’acqua e l’aria stanno diventando sempre più a rischio; bisogna rendere sostenibile la loro gestione dal punto di vista tecnico, economico e ecologico.
- Modelli digitali dei nostri spazi sono necessari perché funzionali a una pianificazione territoriale sostenibile, a sistemi di trasporto intelligenti, alla mitigazione dei rischi.
- I Committenti preferiscono rivolgersi a un unico interlocutore, capace di gestire la multidisciplinarietà delle competenze nel rispetto di procedure tipiche della Assicurazione della Qualità e in ambiente BIM (Building Information Modeling).

Di fronte a questo quadro, io spero che l’Ingegneria Civile:

- ✓ *metterà la “progettazione” al centro del proprio operare e uscirà dalla “gabbia” nella quale la formalità delle verifiche normative l’ha relegata;*
- ✓ *potrà affermare il proprio ruolo con la interdisciplinarietà delle proprie competenze e la collaborazione con altre discipline;*
- ✓ *si offrirà ai Committenti, pubblici o privati, come unico interlocutore strutturato, piuttosto che come una miriade di specialisti di differenti competenze;*



GIULIO BALLIO

È stato Presidente del CTA nel biennio 1980/81 e Rettore del Politecnico di Milano dal 2002 al 2010. È stato professore ordinario di Scienza delle Costruzioni nell’Università di Pavia e di Teoria e Progetto di Costruzioni in Acciaio nel Politecnico di Milano e ha partecipato e coordinato numerose commissioni nazionali e internazionali. Ha progettato strutture in calcestruzzo armato e precompresso, in muratura e in acciaio in Italia e all’estero, si è dedicato al consolidamento della Torre del Parco a Milano, della Torre Fraccaro a Pavia, del Ponte dell’Accademia a Venezia, ha partecipato alla progettazione di antenne per telecomunicazioni e di telescopi da terra e da satellite.

- ✓ *verrà sempre più rappresentato da società o studi associati di ingegneri e architetti in grado di competere con le società di consulenza e di ingegneria multinazionali che si stanno affermando anche nel mercato italiano.*

In altre parole, il motto *piccolo è bello* che ha caratterizzato l’ufficio specialistico dell’Ingegnere Civile dovrà essere sostituito dal motto *progettiamo insieme*.

Concludo parafrasando le parole, sempre sagge, di Snoopy:



Forse l’Ingegneria Civile non ha tenuto il passo con la evoluzione della nostra società...



forse dobbiamo cercare un domani possibilmente migliore...



... forse migliorare non è sufficiente. Forse università e mondo del lavoro devono cambiare approccio



... per permettere all’Ingegneria Civile di tornare a volare alto.



DIVENTA SOCIO

Perché?

Il CTA, Collegio dei Tecnici dell'Acciaio, è un'associazione con quasi sessant'anni di storia, nata per promuovere la cultura delle Costruzioni Metalliche.

Negli ultimi anni il numero dei Soci è in costante crescita, con un interessante abbassamento dell'età media. Questa tendenza rappresenta una piacevole eccezione rispetto al generale allontanamento dalle attività sociali che richiedono impegno e dedizione.

Il CTA offre numerose opportunità di formazione tecnica: centinaia di ore di aggiornamento ogni anno, una dozzina di seminari e corsi, e migliaia di crediti formativi distribuiti a oltre 1.500 partecipanti, che hanno sempre apprezzato l'elevata qualità delle proposte.

I vantaggi dell'iscrizione:

- Rivista "Costruzioni Metalliche": Inclusa nell'iscrizione, la rivista da quasi ottant'anni è un punto di riferimento per Ingegneri e Tecnici delle strutture metalliche. Ogni anno vengono pubblicate oltre 700 pagine distribuite in 6 numeri, ricchi di contenuti su tematiche come Ricerca, Realizzazioni, Ingegneria, Architettura, Normativa, Sicurezza antincendio, Storia dell'ingegneria e Cultura Tecnica.
- Sito web aggiornato: Una piattaforma in continua evoluzione, che raccoglie articoli tecnici, memorie dei Congressi passati e un Forum per il confronto tra professionisti su problematiche tecniche quotidiane.
- Il Congresso biennale: Un evento sempre più ricco di contenuti, con una partecipazione crescente, in particolare di giovani professionisti.
- E dal 2025 i soci potranno beneficiare di numerose convenzioni e scontistiche con aziende selezionate

Il tuo contributo fa la differenza!

Il CTA realizza tutto questo esclusivamente grazie alle quote associative dei Soci.

Ma ciò di cui abbiamo ancora più bisogno sono il tuo entusiasmo, le tue idee e un po' del tuo tempo. Partecipa ai lavori delle Commissioni Tecniche, proponi nuovi approfondimenti e contribuisci alla crescita dell'associazione.

Ti aspettiamo!

 [c-t-a-collegio-dei-tecnici-dell-acciaio](https://www.linkedin.com/company/c-t-a-collegio-dei-tecnici-dell-acciaio)

 [CollegioTecniciAcciaio](https://www.facebook.com/CollegioTecniciAcciaio)



ctanet.it

**COSTRUZIONI
METALLICHE**

PONTI DI SCAVALCO FERROVIARIO E DEL FIUME MOSELLA A THIONVILLE

BRIDES OVER THE RAILWAY AND THE MOSELLE RIVER IN THIONVILLE

Ing. Giovanni Costa (*), Ing. Leonardo Balocchi, Ing. Enrico Zambella

Steel Project Engineering S.r.l. - Livorno, Italia

L'opera di scavalco della stazione ferroviaria di Thionville e del fiume Mosella ha una lunghezza totale di circa 309 m ed è composta da due impalcati staticamente indipendenti. Il primo impalcato "C0-P2" si sviluppa su due campate di 34 e 52 m per una lunghezza totale di 86 m con un raggio di curvatura di 50 m. L'impalcato "P2-C7" ha un andamento rettilineo su 5 campate (58+42+39+48,5+34 m) per una lunghezza di 222 m. La piattaforma ha una larghezza di circa 16 m, con i 7,00 metri centrali dedicati al passaggio dei BUS, una pista ciclo-pedonale larga 5,00 m e un marciapiede largo 2,45 m. La sezione trasversale alta 1,89 m è costituita da un cassone pluricellulare in sezione mista acciaio-calcestruzzo. La soletta superiore, collegata mediante pioli Nelson alle travi, è realizzata in calcestruzzo armato di spessore 27 cm e ed è stata gettata in opera su predalle metalliche all'interno del cassone e, esternamente, su predalle in calcestruzzo sostenute da remi in acciaio al passo 3,3 m dei diaframmi. L'impalcato P2-C7 è stato varato di punta su rulliere mentre l'impalcato C0-P2 è stato sollevato dal basso con Gru cingolata di elevata portata.

The overpass of Thionville over the Railways and the Moselle River has a total length of 309 meters and is made up of two independent bridges. The first "C0-P2" deck is spread over two spans of 34 and 52 m for a total length of 86 m with a curvature radius of 50 m. The "P2-C7" deck has a straight layout on 5 spans (58+42+39+48.5+34 m) for a length of 222 m. The platform has an overall width of approximately 16 m, with 7.00 meters dedicated to the passage of buses, a cycle-pedestrian path 5.00 m wide and a footpath 2.45 m wide. The 1.89 m high cross section is made up of a fourwebs steel box in mixed section and open at the top. The 27 cm thick slab is cast on steel trussed formwork inside the boxsection; the cantilevers are made with concrete formworks arranged longitudinally and supported by steel cantilevers spaced by 3.3 m in correspondence of the diaphragms. The P2-C7 deck was launched by incremental launching; the C0-P2 deck was lifted using high-capacity crawler cranes.

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il nuovo ponte di Thionville scavalca le linee ferroviarie SNCF e la Mosella e fa parte della creazione del BRT (Bus Rapid Transit) per conto dell'Unione dei trasporti urbani misti Thionville-Fensch (SMITU). Tenendo conto degli spazi liberi imposti dalla ferrovia e dall'alveo fluviale scavalcato, è stato deciso di realizzare un impalcato in soluzione mista composto da una sezione metallica con fondo chiuso a sostegno di una soletta collaborante in calcestruzzo armato. La soletta in cemento armato è gettata su predalle metalliche autoportanti nella parte centrale e su predalle in calcestruzzo per i due sbalzi esterni al cassone di impalcato. Gli apparecchi di appoggio, secondo consuetudi-

ne progettuale francese, sono tutti realizzati in elastomero armato con guide laterali metalliche ad eccezione dei dispositivi anti-sollevamento previsti sull'impalcato in curva C0-P2 e che verranno descritti nel successivo paragrafo. Le spalle e le pile sono di tipo tradizionale in cemento armato, con fondazioni profonde su pali.

La Steel Project Engineering è stata incaricata della Progettazione Esecutiva dell'impalcato metallico e del relativo progetto di varo e sollevamento. I lavori sono iniziati nel gennaio 2022, la struttura è stata completata e collaudata staticamente nell'estate del 2024 ed entrerà in servizio entro la fine dello stesso anno (figura 1).

*Corresponding author. Email: giovanni.costa@steelproject.it



Fig. 1: Vista del ponte in fase di completamento.

2. IMPALCATO METALLICO

La struttura principale ha una lunghezza totale di circa 309 m ed è composta da due ponti staticamente indipendenti. Il primo impalcato "C0-P2" ha uno sviluppo in pianta con raggio di curvatura di 50,0 m e si sviluppa su due campate di 34 + 52 m per una lunghezza totale di 86 m. L'impalcato "P2-C7" ha andamento rettilineo su 5 campate (58 + 42 + 39 + 48,5 + 34 m) per una lunghezza di 222 m. Il profilo longitudinale della struttura è un susseguirsi di tratti in livelletta e raccordi circolari con un punto angoloso nei pressi di P4. L'impalcato ha una larghezza complessiva di circa 16 m, suddivisa in una parte centrale larga 7,0 m per la BRT, una pista ciclo-pedonale larga 5,0 m e un marciapiede largo 2,45 m (figure 2 e 3).

La sezione trasversale alta 1890 mm è costituita da un cassone metallico a quattro anime. La parte inferiore è costituita da una lamiera continua di spessore variabile a seconda dei conci e larghezza pari a 8800 mm, mentre a estradosso la travata è aperta e composta da quattro piattabande di larghezza rispettivamente pari a 800 mm per le anime interne e 940 mm per le anime esterne, sulle quali la piattabanda è disposta in

maniera asimmetrica. Sulle piattabande superiori sono appoggiate, per i campi interni alle 4 travi, predalle metalliche che hanno la funzione di cassero a perdere per il getto di una soletta in calcestruzzo armato di spessore 27 cm. Il collegamento tra piattabanda e soletta è assicurato da connettori a piolo tipo Nelson. La soletta in cemento armato posta sugli sbalzi è costituita invece da predalle in calcestruzzo di spessore 10 cm con getto di completamento in opera. Le predalle sugli sbalzi sono ordite longitudinalmente e sostenute da mensole in acciaio ad altezza variabile disposte in corrispondenza dei traversi del ponte ad interrasse di circa 3000 mm ed orientate con la stessa obliquità delle pile di ciascuna campata.

I diaframmi interni del cassone, a cui le mensole esterne sono allineate, sono costituiti da un profilo inferiore con sezione a "T" saldata al fondo del cassone che risvolta sulle anime mentre la briglia superiore, costituita da una coppia di UPN, è considerata in funzione solo nella fase di getto del calcestruzzo per collegare le piattabande superiori, mentre nelle successive fasi la funzione di briglia superiore del diaframma viene svolta dalla soletta (figura 4).



Fig. 2: Vista d'assieme dell'impalcato nella configurazione finale dopo il montaggio.



Fig. 3: Vista d'assieme dell'impalcato nella fase di completamento.

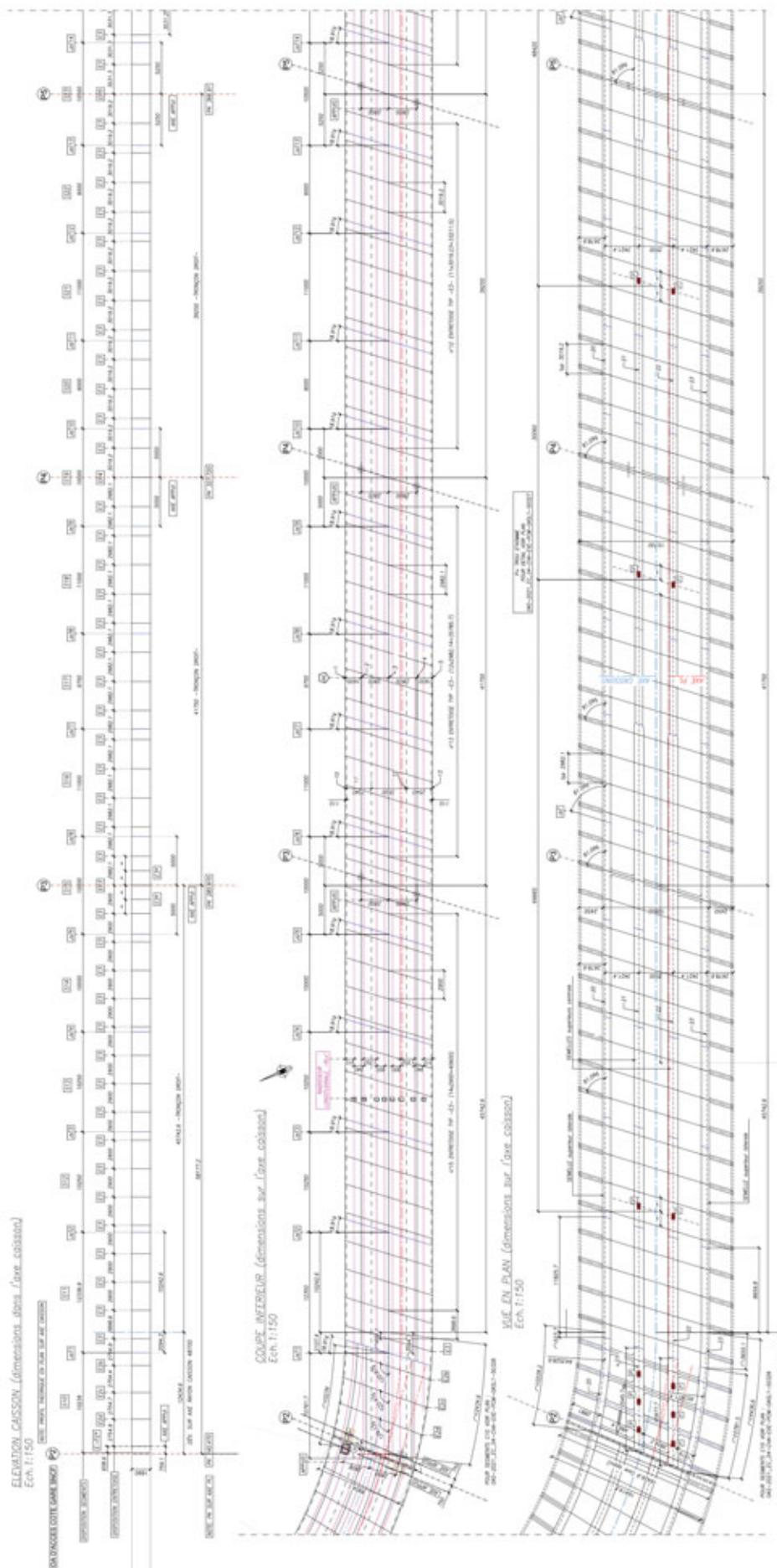


Fig. 6: Pianta e prospetto strutturali dell'impalcato tra P2 e C7.

Su tutte le pile o le spalle sono posizionati appoggi in elastomero armato; l'impalcato C0-P2 in corrispondenza degli allineamenti P2 e C0 sul lato interno curva, è dotato di appositi supporti anti-sollevamento.

L'impalcato P2-C7 ha un andamento planimetrico rettilineo con appoggi in obliquo (figura 6); la campata P2-P3 presenta una porzione curva in prossimità di P2.

La sezione curva C0-P2 presenta degli appoggi in leggera obliquità ed un allargamento verso l'interno curva in corrispondenza della pila P1. Il giunto strutturale sulla pila P2 aveva lo scopo di separare le due sezioni del ponte al fine di semplificare l'interfaccia con l'Ente di gestione ferroviaria riducendo le interruzioni di servizio poiché, in corrispondenza di P2, il ponte scavalca le linee ferroviarie principali della Stazione di Thionville (figura 7). Questo schema statico induce importanti sollevamenti in prossimità degli appoggi dell'impalcato curvo in corrispondenza della pila P2 sull'appoggio interno curva anche solo sotto carico permanente. È stato quindi progettato un appoggio speciale in grado di funzionare soltanto da appoggio verticale sia in trazione che in compressione e di garantire, allo stesso tempo, sia gli spostamenti orizzontali che le rotazioni. Tale appoggio è realizzato mediante un perno lavorato di macchina che ruota attorno all'asse trasversale e scorre sulle piastre verticali costituenti una ganascia ancorata al testa-pila in modo da impedire il sollevamento dell'impalcato. Per l'analisi di questo elemento è stato utilizzato un modello FEM realizzato mediante elementi brick. Lo stesso appoggio è stato utilizzato sull'allineamento C0 sul lato interno dove si assisteva a sollevamenti in combinazione SLE-Rara (figura 8).

Le analisi sono state svolte considerando anche una posizione spostata di 60 mm del perno rispetto al suo asse. L'inserito ancorato sul calcestruzzo è stato esplicitamente modellato in modo da valutare le pressioni di contatto e da modellare correttamente il contatto tra tale inserto e la piastra di base dell'elemento metallico collegato al perno (figura 9).

3. CRITERI DI CALCOLO

Dal punto di vista statico le strutture principali e secondarie sono state dimensionate ai sensi degli Eurocodici Strutturali in versione francese secondo il criterio semiprobabilistico degli stati limite (NF EN1993-1 e 2, NF EN 1994- 1 e 2), prevedendo tutte le configurazioni di carico traffico (simmetriche ed emisimmetriche) e delle azioni ambientali più sollecitanti per i due tratti di impalcato. Per il calcolo delle sollecitazioni di progetto il modello della struttura è stato realizzato con due diverse approcci di modellazioni FEM dell'impalcato stesso in funzione della tipologia di verifica svolta (fasi di esercizio e fasi di montaggio e varo): è stato quindi realizzato un modello a graticcio di frame suddiviso per fasi (per simulare il comportamento della sezione mista acciaio-clc) che è stato utilizzato per determinare le sollecitazioni di verifica degli elementi principali e secondari in tutte le condizioni di carico legate all'esercizio. Per le verifiche in fase di varo dell'impalcato è stato invece realizzato un modello FEM a elementi shell delle sole sezioni metalliche, che è stato utilizzato per la determinazione delle sollecitazioni in fase di varo e per effettuare le verifiche globali e locali del cassone di impalcato.

Particolare attenzione è stata posta nelle verifiche a fatica del cassone che sono state condotte per tutti gli elementi strutturali principali e secondari mediante con il metodo semplificato del danneggiamento equivalente descritto nelle norme NF EN 1991-

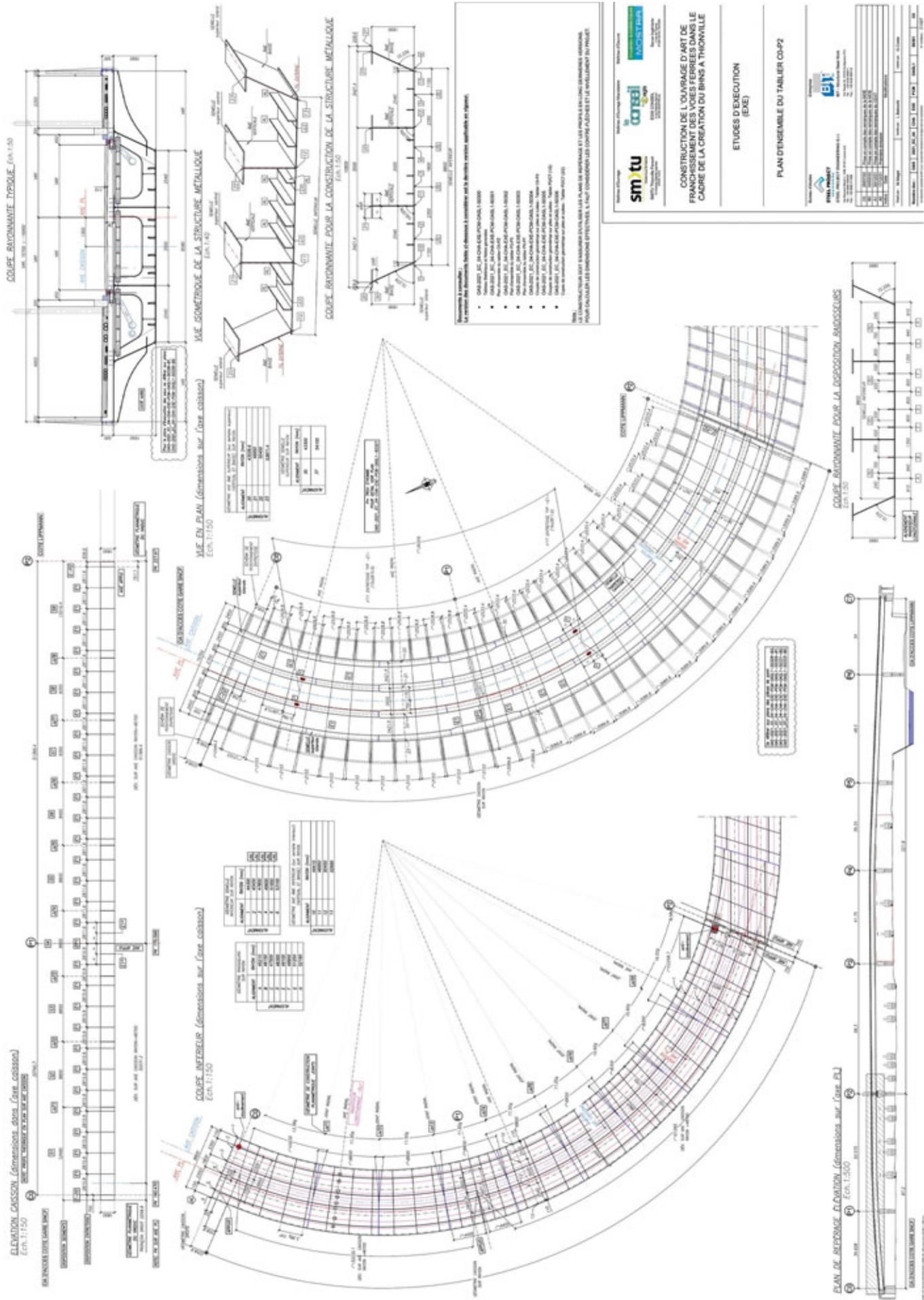


Fig. 7: Assieme strutturale dell'impalcato tra P2 e C7.

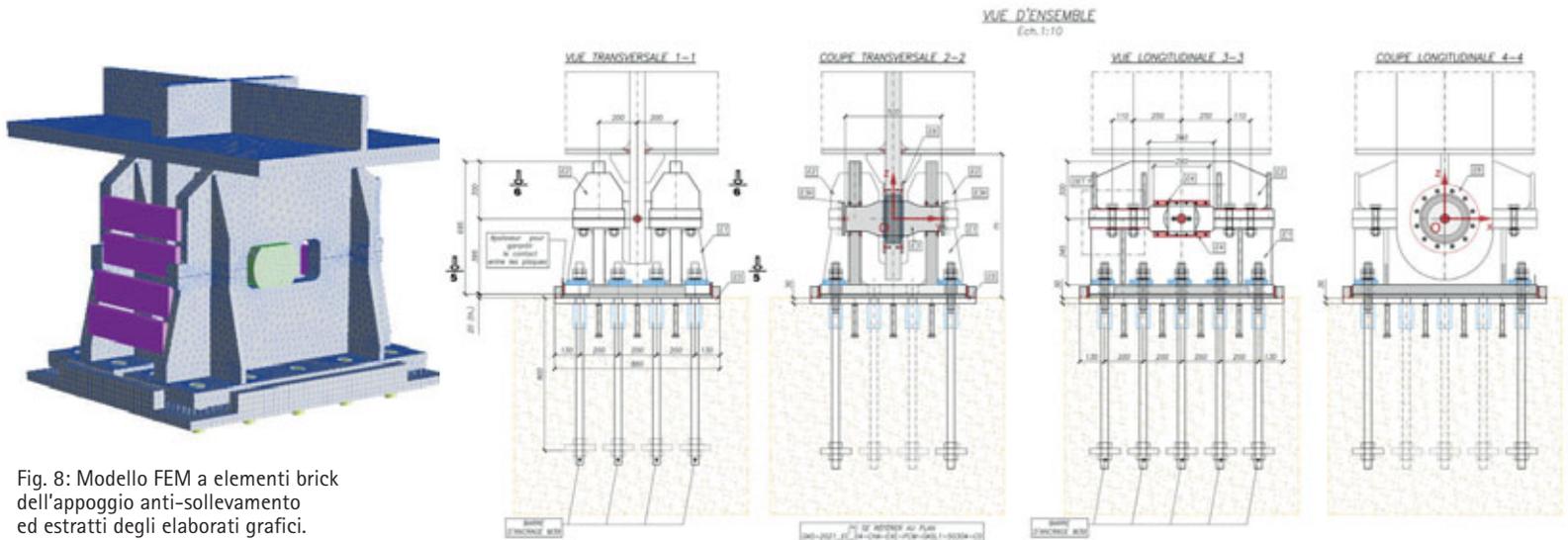


Fig. 8: Modello FEM a elementi brick dell'appoggio anti-sollevamento ed estratti degli elaborati grafici.

2 e UNI EN 1993-1-9, utilizzando il modello di carico della fatica FLM3 con due possibili configurazioni di transito: un veicolo LM3 singolo o due veicoli entrambi viaggianti sul ponte e transitanti ad distanza di 40 m l'uno dall'altro.

4 MONTAGGIO

4.1 Varo Impalcato P2-C7

L'impalcato P2-C7 è stato varato partendo dalla spalla C7 verso la pila P2, con l'utilizzo di una coppia di rulliere poste sotto le anime interne del ponte per ogni allineamento, un avambecco lungo 36 m, una carrelliera su campo varo e retrobecco per le ultime fasi. Il campo varo è lungo 50 m e si trova dietro la spalla C7: il varo a spinta è stato considerato l'unico metodo di costruzione possibile a causa dei vincoli ambientali del cantiere in quanto il ponte scavalca un gran numero di linee ferroviarie e il fiume Mosella, e non vi erano altri spazi disponibili per l'assemblaggio. Il sistema di tiro è costituito da una coppia di Strand Jack di tiro e trattenuta; i punti fissi sono posizionati sulla spalla C7 e su campo varo; la forza di trazione viene trasferita al ponte tramite la carrelliera che può scorrere su opportuni binari su campo varo.

Il profilo longitudinale del ponte presenta un'irregolarità su pila P4: è stata quindi studiata una livelletta di varo radiale che permettesse di mediare le conseguenti coazioni. Per ridurre ulteriormente l'influenza di queste coazioni le rulliere e la carrelliera sono dotati di un sistema idraulico per il controllo della geometria e delle reazioni. Durante le fasi di varo si è scelto di non saldare le predelle per evitare un comportamento torsio-rigido che avrebbe indotto reazioni molto squilibrate in ragione dell'obliquità degli appoggi. Per l'analisi durante il varo è stato utilizzato un modello non lineare che considera tutti gli effetti coattivi e il funzionamento a sola compressione delle rulliere (figura 10).

L'avambecco, lungo 36 m, è costituito da due travi principali con sezione ad I collegate da diaframmi reticolari ad interasse 6 m e presenta controventi inferiori e superiori. Esso è dotato di un sistema di regolazione sull'attacco al ponte in grado di abbassarne e sollevarne la punta e di fornire un sistema di regolazione attivo sia in tensione che in compressione con capacità di assorbire frecce in punta fino a 2 m. Per collegare l'avambecco al ponte le anime interne del cassone nel tratto rettilineo sono state prolungate fino al diaframma di P2 e, per ripristinare la rigidità torsionale del tratto, sono stati inseriti alcuni diaframmi ad anima piena aggiuntivi (figura 11).

A causa della curvatura in pianta della parte finale della campata P2-P3, sono state progettate delle guide trasversali regolabili per consentire il passaggio del ponte. Le rulliere sono state equipaggiate con speciali basamenti che consentono la regolazione geometrica della quota di 250 mm mediante l'interposizione di uno speciale elemento in acciaio

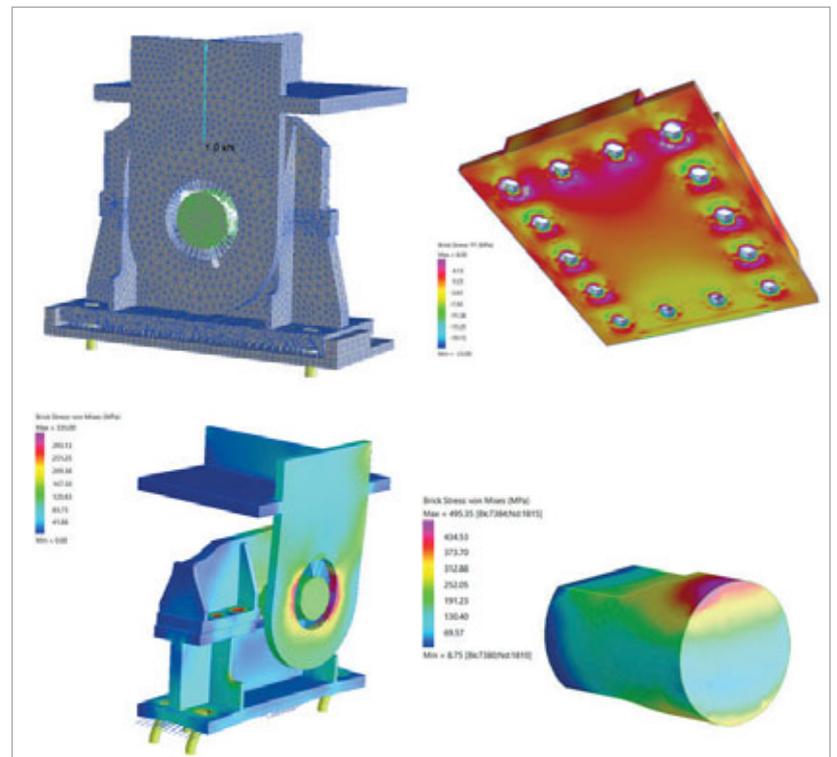


Fig. 9: Risultati del modello FEM del dispositivo antisollevamento.

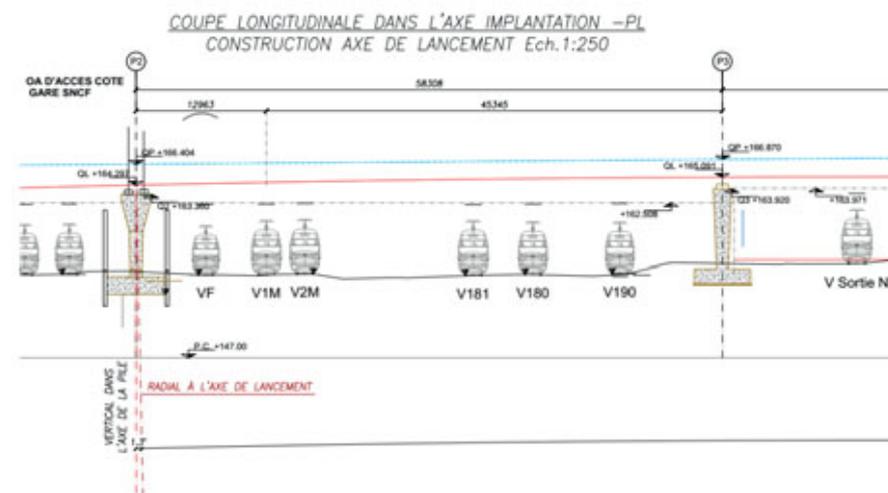


Fig. 10: Livelletta di varo.

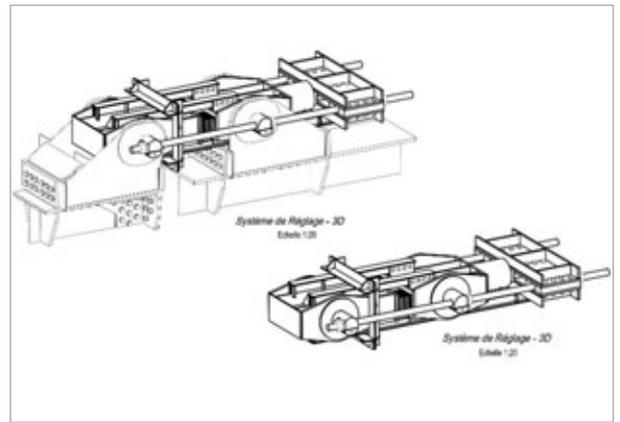
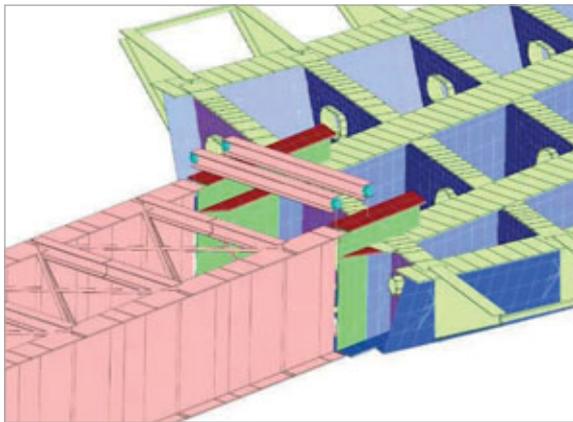
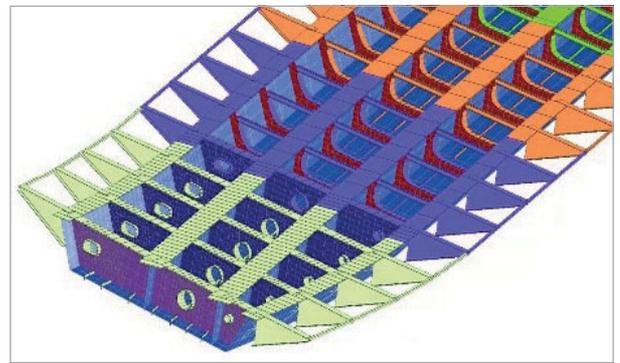
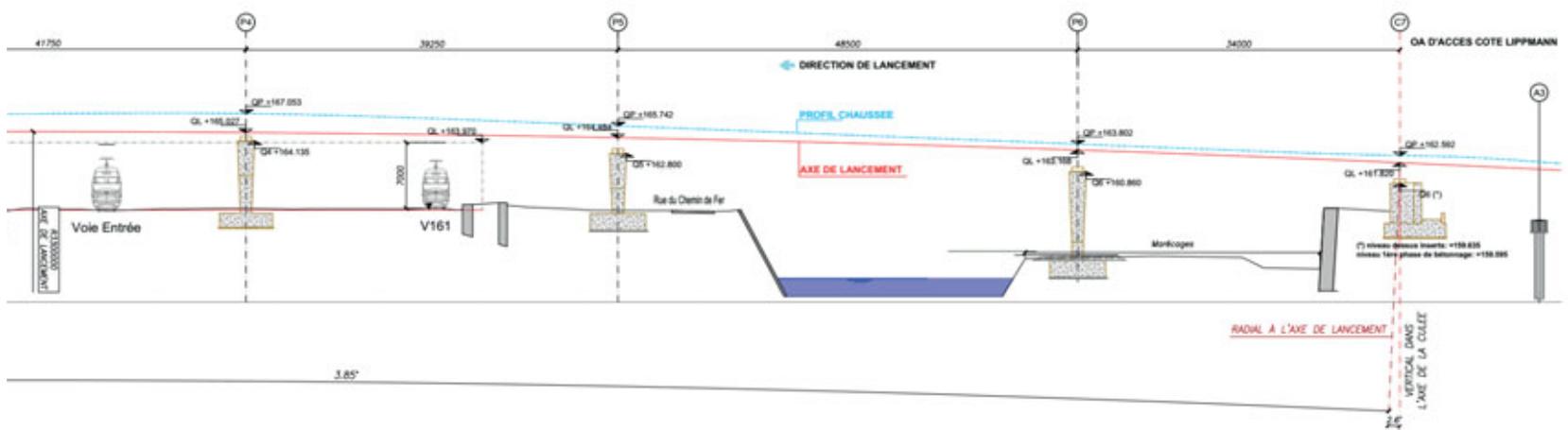


Fig. 11: Avambecco, attacco al ponte e sistema di regolazione.



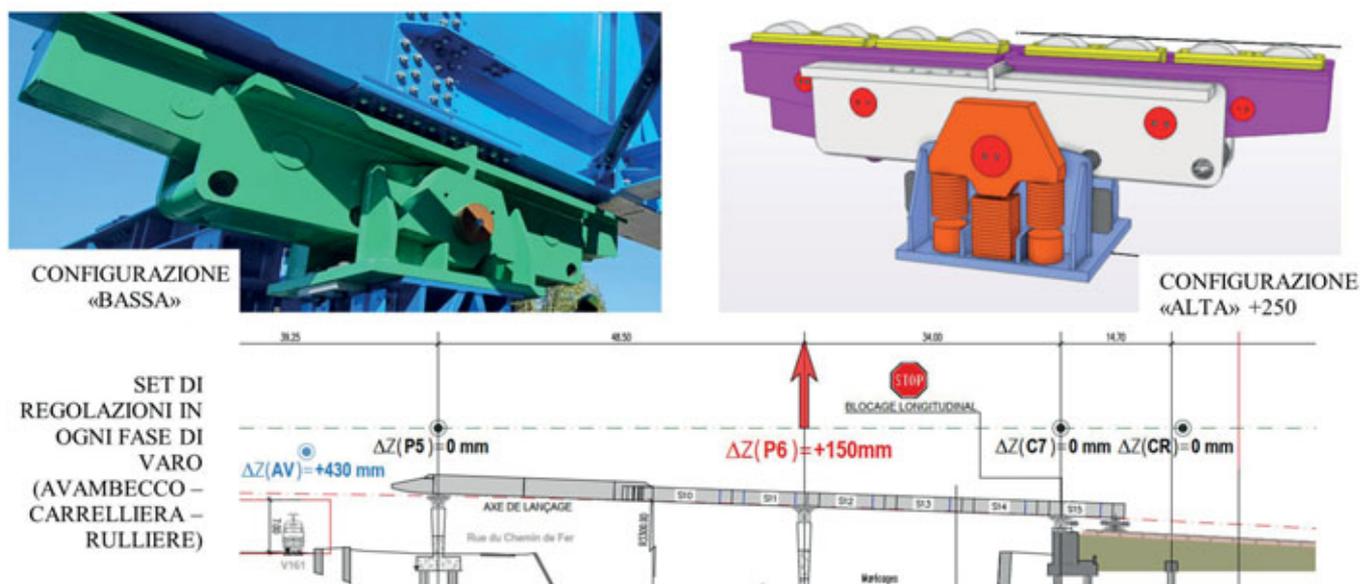


Fig. 12: Rulliere regolabili.

sagomato che consente l'alloggiamento di una coppia di martinetti o di una pila di spessori in acciaio (figura 12).

Particolare attenzione è stata posta sul corretto accoppiamento geometrico tra i conci in fase di assiemaggio: per ogni fase di assiemaggio è stata studiata una configurazione geometrica dei supporti provvisori su campo varo e delle opportune coazioni idrauliche su spalla C7 che consentissero di assecondare la curvatura del retro del ponte e montare i successivi conci in congruenza evitando effetti di memoria (figura 13). Per ogni fase di varo sono state svolte le verifiche tensionali e le verifiche locali di patch loading e di inserimento del carico delle rulliere. Le verifiche di patch loading sono state svolte mediante il metodo delle tensioni ridotte (secondo cap.10 delle NF EN1993-1-5) ed utilizzando il software EB Plate che permette di tenere conto di uno stato di sollecitazione bidimensionale completo sul pannello d'anima. Nei campi in cui erano presenti dei fori per passo d'uomo sono stati previsti degli irrigidimenti diagonali in modo da ricreare in anima una sorta di schema reticolare ed evitare il collasso dell'anima in corrispondenza del foro: per questi campi sono state svolte delle analisi dedicate mediante modellazione FEM con elementi shell. Per l'inserimento della reazione della rulliera nell'anima è stato necessario, in alcuni casi, prevedere dei quadrotti di rinforzo interposti tra il fondo e l'anima: questo rinforzo si è reso necessario per aumentare la ridotta diffusione del carico causata dall'esiguo spessore del fondo che, essendo molto largo, non ha richiesto spessori importanti se non nei conci di pila (spessore massimo 30 mm) (figure 14-18).

4.2 Montaggio dell'impalcato C0-P2

L'impalcato C0/P2 è stato suddiviso in 3 macro conci e montato mediante gru cingolata CC3800. Il cantiere è stato organizzato in modo da consentire l'assemblaggio contemporaneo dei tre macro-conci per ridurre la durata di impiego della gru. Sono stati progettati dei supporti di montaggio regolabili per portare i vari macro-conci sulla pendenza longitudinale finale, una pila provvisoria e un bilancino di sollevamento. Il bilancino di sollevamento è stato dotato di attacchi regolabili in modo da consentire un tiro a 3 vie (isostatico) dei vari macro-conci. La gru cingolata è stata utilizzata anche per smontare l'avambecco del varo P2-C7 sopra la ferrovia. Per garantire la congruenza tra conci sono stati progettati appositi giunti provvisori bullonati e sono state previste specifiche coazioni sulla pila provvisoria (figure 19-20).

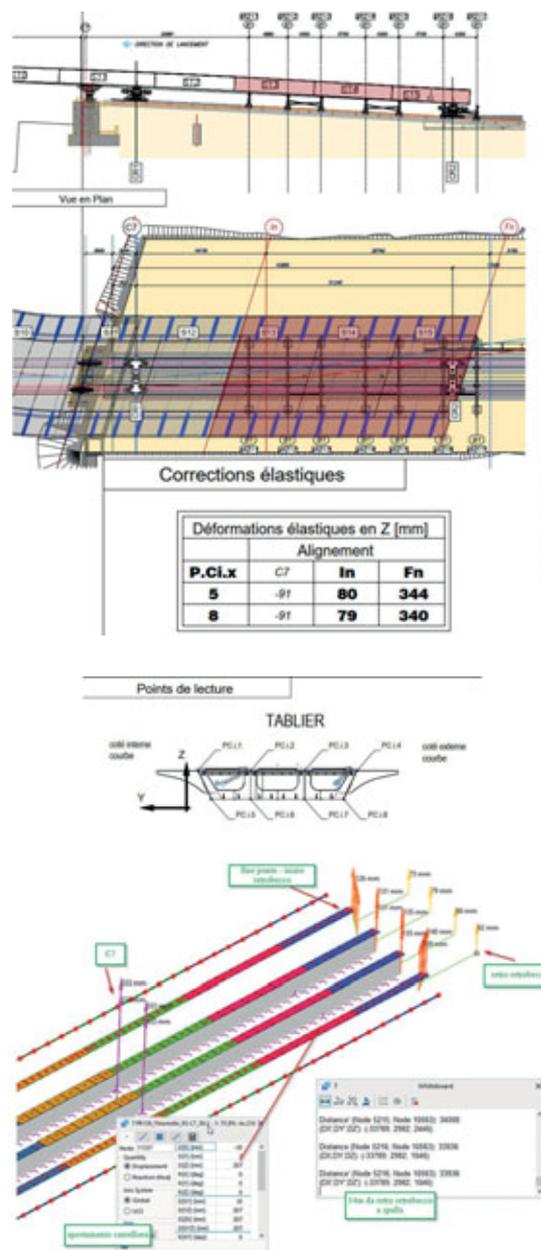


Fig. 13: Ricerca della congruenza in fase di assiemaggio.

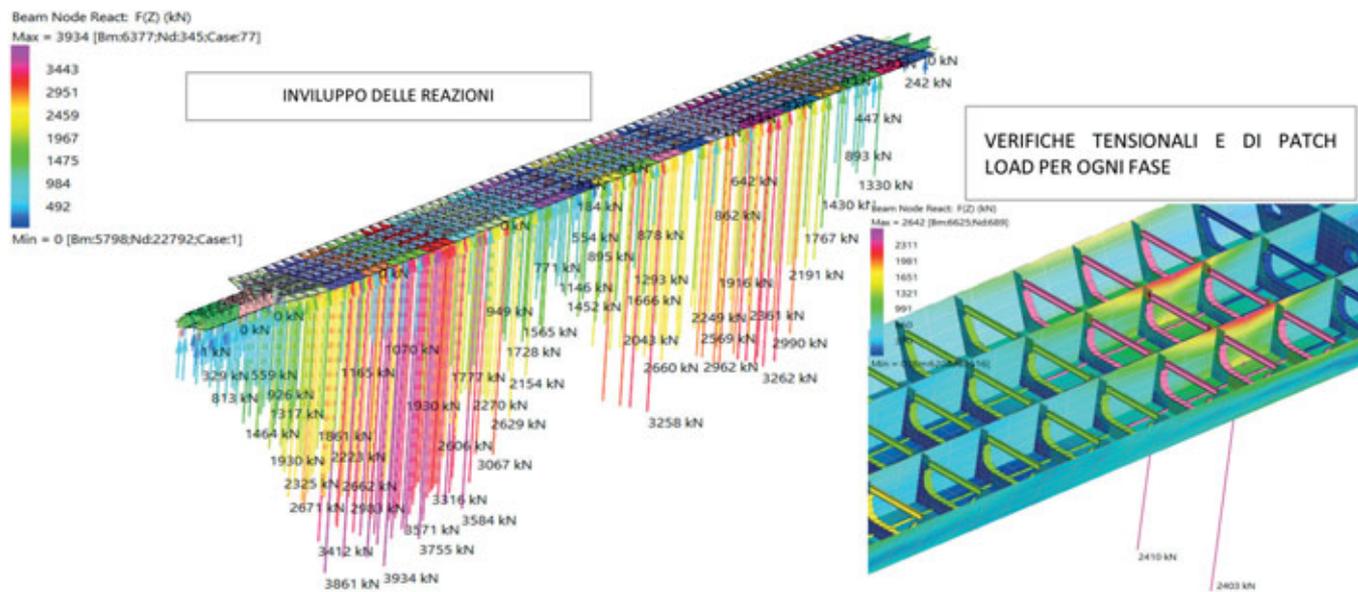


Fig. 14: Involuppo delle reazioni in fase di varo.

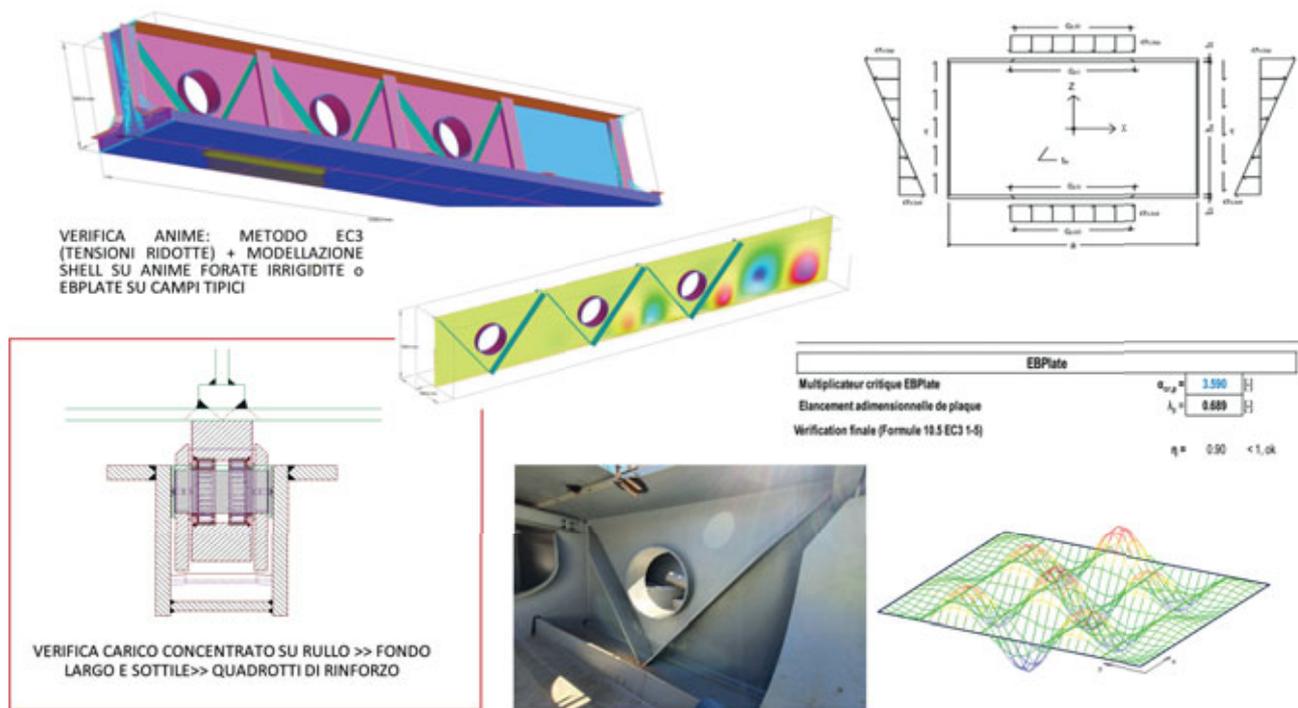


Fig. 15: Verifiche locali dell'anima in fase di varo.



Fig. 16: Vista dall'alto del treno di varo.



Fig. 17: Fasi finali di varo.



Fig. 18: Vista del campo varo e retrobecco.

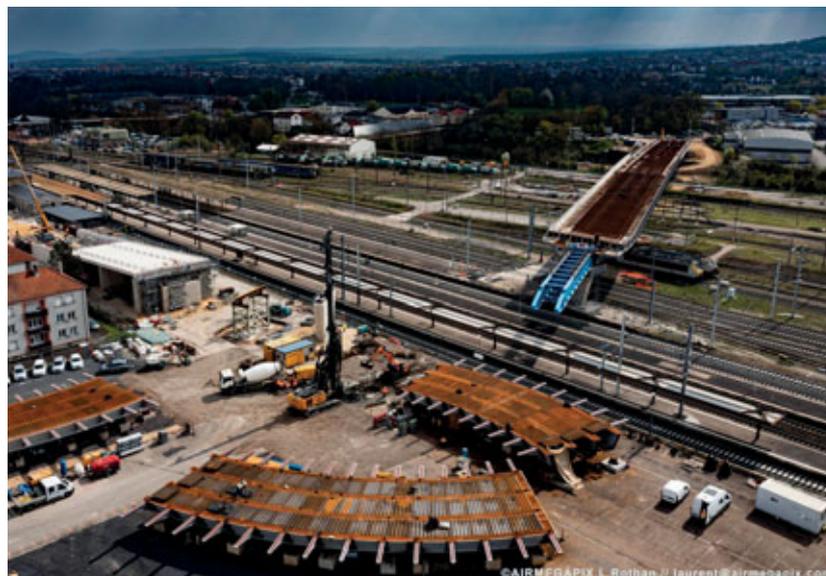


Fig. 19: Cantiere di montaggio lato spalla C0.

4. CONCLUSIONI

Il progetto in questione ha evidenziato come la geometria dell'impalcato e le scelte architettoniche hanno imposto al Progettista Strutturale di eseguire studi approfonditi sul comportamento della struttura in condizioni ultime (buckling) ed in fase di assemblaggio e di varo. Le condizioni al contorno del sito hanno influenzato fortemente le procedure

di montaggio e, di conseguenza, alcune scelte progettuali e le modalità realizzative dell'impalcato.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia BIT S.p.A. e Laurent Rothan (Airmegapix) per il materiale fotografico e per l'autorizzazione alla pubblicazione.

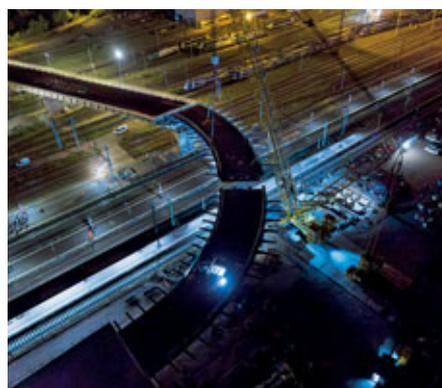


Fig. 20: Fasi di montaggio dell'impalcato C0-P2.



Fig. 21: Ponte completato.

DATI SINTETICI DELL'OPERA

Anno di costruzione	2022-2024
Stazione Appaltante:	Syndicat Mixte des Transports Urbains Thionville Fensch
Imprese Esecutrici:	ATI BOUYGUES (Opere civili) - BIT S.p.A. (Opere in acciaio)
Peso carpenteria metallica (Acciaio S355)	
Ponte in curva - campate C0-P2	circa 622 t (comprese predalle metalliche)
Ponte in retto - campate P2-C7	circa 1392 t (comprese predalle metalliche)
Progettazione Esecutiva strutture di impalcato, verifiche impalcato in fase di varo e sollevamento e Progetto Esecutivo delle attrezzature di varo:	STEEL PROJECT ENGINEERING S.r.l.
Gruppo di lavoro:	Ing. Giovanni Costa, Ing. Leonardo Balocchi, Ing. Enrico Zambella, Ing. Andrea Manzi, Geom. Matteo Magni

RIFERIMENTI

- [1] NF EN 1990 + AN: Bases de calcul des structures
- [2] NF EN 1993-1: Eurocodice 3 – Progettazione di strutture in acciaio
- [3] IN 0033 – AG 4 A 0 – 2006 - Règles de conception, réalisation et contrôle concernant les ouvrages provisoires et les opérations de construction
- [4] UNI EN 1994-1 Progettazione di strutture in acciaio-calcestruzzo
- [5] UNI EN 1994-2 Progettazione di strutture in acciaio-calcestruzzo - Ponti



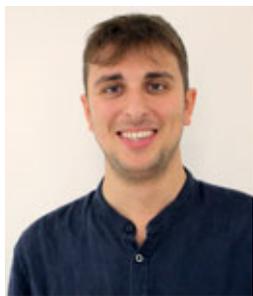
GIOVANNI COSTA

Ingegnere strutturista, Amministratore Unico e Direttore Tecnico della Steel Project Engineering s.r.l., società di ingegneria specializzata nella progettazione di strutture metalliche e di ponti stradali e ferroviari. Nel corso della sua pluriennale attività professionale si è occupato della progettazione di edifici civili ed industriali e di ponti per infrastrutture viarie e ferroviarie, con particolare attenzione alle opere in carpenteria metallica e in struttura mista acciaio-clc. Un importante campo di attività riguarda lo studio di montaggio di opere di varia natura e la progettazione di strutture speciali ed attrezzature di montaggio. Si è inoltre occupato di analisi dinamiche specialistiche quali le analisi di comfort ed interazione aeroelastica oltre che dello sviluppo di procedure automatizzate per il calcolo strutturale. Collabora attivamente con le principali associazioni per la promozione della tecnica costruttiva in acciaio e con l'Università di Pisa per lo svolgimento di tesi di laurea, seminari formativi, webinar e convegni.



LEONARDO BALOCCHI

Ingegnere strutturista e Project Manager, socio di Steel Project Engineering S.r.l. ha maturato esperienza nell'ambito della progettazione di strutture metalliche e dell'ingegneria di montaggio per importanti opere sia in Italia che all'estero. Collabora con l'Università di Pisa per Tesi di Laurea e Seminari ed è stato redattore di articoli e relatore di seminari per le principali fondazioni di settore per la promozione dell'acciaio.



ENRICO ZAMBELLA

Ingegnere strutturista presso la Steel Project Engineering. Dopo aver conseguito la laurea all'Università di Pisa, ha avuto modo di specializzarsi nelle strutture metalliche, dedicandosi a progetti di importanti opere sia in Italia che all'estero, ponendo particolare attenzione all'ambito della progettazione e del varo dei ponti.

IL PONTE DEL PIRELLI 35 UNA STRUTTURA INTEGRATA IN ACCIAIO NELL'ADEGUAMENTO SISMICO DI UN COMPLESSO EDILIZIO ESISTENTE A MILANO

THE PIRELLI 35 BRIDGE BUILDING – AN INTEGRATED STEEL STRUCTURE IN THE SEISMIC RETROFIT OF AN EXISTING BUILDINGS BLOCK IN MILAN

Ing. Davide Emmanuello*, Ing. Bruno Finzi, Ing. Mauro Savoldelli

CEAS Srl - Via Tolmezzo 15, Milano

Ing. Alberto Maggioni

Finzi Associati Ingegneri Strutturisti - Via Giovanni Durando 38, Milano

L'intervento di riqualificazione edilizia di via Pirelli 35, a Milano, ha visto il progetto di rinforzi strutturali degli edifici esistenti dell'omonimo complesso, che, anche ai fini dell'adeguamento sismico, è consistito soprattutto nella predisposizione di piani rigidi attrezzati con dispositivi di accoppiamento dinamico (Shock Transmitter Units) tra unità indipendenti. L'iconico Bridge, che si erge in quota sopra la corte interna, è una struttura sospesa di quattro piani interamente in acciaio in appoggio su quattro pile in calcestruzzo, integrate nell'ordito del 2° piano fuori terra e nelle planimetrie del progetto. L'ingegnerizzazione strutturale delle carpenterie del Bridge ha avuto come obiettivo la massimizzazione delle superfici architettoniche (come *open space*) e quindi il sodalizio delle due grandi travature reticolari a campata unica di 32 m con le volumetrie di facciata, deputate a rivestirle. L'attività più significativa si è concentrata nella ricerca della schematizzazione di appoggio e vincolo laterale più efficiente, che prevede due coppie di dispositivi multi e monodirezionali (con capacità di 700 t in SLU) e sedici vincoli dinamici STU integrati negli impalcati oltre a 8 chiavi di taglio. La cinematica del Bridge, studiata come parte integrante del comportamento sismico globale, consente tuttavia il funzionamento sotto le azioni di fase termica e esercizio. Particolare attenzione si è infine posta nel metodo di montaggio e piano di controllo di deformabilità, conclusosi nell'adozione di 4 torri prefabbricate di appoggio provvisorio utili anche per controllo del corretto serraggio dei giunti ad attrito dei diagonali tesi, indispensabili per mantenere i cedimenti in fase elastica.

The building redevelopment intervention of via Pirelli 35, in Milan, involved the structural reinforcement of the existing buildings block within the complex of the same name. Especially aimed at seismic adaptation, it mainly consisted in the implementation of rigid floors equipped with dynamic coupling devices (Shock Transmitter Units) between independent units.

The iconic Bridge, rising above the inner courtyard, is a four-storey suspended structure entirely made of steel frameworks resting on four concrete piers, integrated into the 2nd floor above ground structure and relevant project plans. The structural study of the Bridge's carpentry was aimed at maximizing architectural surfaces (such as open spaces) through the coupling of the two large single-span truss girders spanning 32 m with the façade volumes, designed to envelop them. The most significant activity focused on researching the most efficient schematization of support and lateral restraint, involving two pairs of multi and monodirectional supports (with a capacity of 700 tons in ULS) and sixteen dynamic STU restraints in the decks, in addition to 8 integrated floors

shear keys. The kinematic of the Bridge, designed first as an integral part of the overall seismic behavior, nevertheless allows for operation (or movement) under thermal and service phase action. Particular attention was given to the assembly method and deformability control plan, which culminated in the adoption of 4 prefabricated temporary supporting towers, also necessary for the correct tightening control of slip resistance connections provided for diagonals, essential to keep displacements limited within the elastic phase.

1. INTRODUZIONE

Il progetto di Via Pirelli 35, a Milano, nasce dall'ideazione di un grande ampliamento architettonico di un edificio esistente nell'omonima via del quartiere di Porta Nuova Garibaldi, subordinato alla realizzazione di un sopralzo di due livelli strutturali sopra l'ottavo piano del corpo principale esistente, denominato *C building*. Il progetto, nella sua complessità legata inizialmente alle estese opere di demolizione, non meno complesso si è dimostrato nella pianificazione delle opere dedicate ai nuovi volumi architettonici oltre al consolidamento statico e sismico che ha richiesto di rivedere l'ordito strutturale dell'aggregato edilizio, formato da cinque unità indipendenti.

Con riferimento alle norme vigenti sulle costruzioni esistenti, nella fattispecie al capitolo 8 (NTC'18), appurato il sostanziale cambio della risposta dinamica, si è ricorsi ad un progetto di *Adeguamento Sismico* finalizzato all'incremento di capacità e rigidità delle strutture primarie almeno fino al 100% della domanda sismica prevista per nuove costruzioni. In tal senso, la progettazione del Bridge ha contribuito a raggiungere il target di adeguamento sposando insieme sia la desiderata architettonica, sia i requisiti strutturali.

2. INQUADRAMENTO ARCHITETTONICO E STRUTTURALE

Pirelli 35 è stato uno dei simboli della Milano anni Sessanta, florido centro direzionale progettato originariamente dall'architetto Melchiorre

Bega. Come menzionato, l'intervento di hard retrofitting e ricomposizione di cui è stato oggetto, ha previsto la sua totale riqualificazione diventando spazio permeabile e aprendosi alla corte interna, ariosa e dinamica ed enfatizzata dalla presenza dell'edificio a ponte.

Esso si colloca nella porzione di nuova realizzazione, denominata L Building, e consiste in un volume adibito ad uffici privati di 4 livelli fuori terra, impostato su una campata unica di 32,5 m di luce tra la Via Bordonì, interna al lotto, e la piazza Einaudi, sul lato opposto.

La modularità della facciata risulta l'elemento preminente del Bridge, e in particolare il ritmo dei montanti è stato studiato di concerto con gli architetti e i facciatisti, così da poter integrare le strutture reticolari portanti in acciaio in maniera organica e funzionale nell'involucro (figura 2).

Nel seguito dell'articolo, su questa premessa viene illustrata una descrizione generale dell'impostazione strutturale ed in particolare delle scelte che hanno consentito di ingegnerizzare dal punto di vista costruttivo e di messa in opera questa articolata opera in carpenteria metallica. Tanto per cominciare, la figura 3 illustra schematicamente la collocazione del Bridge tra gli assi 7x e 9y, dal giunto 4 al giunto 5, rispettivamente allineati parallelamente agli assi I1 e C1.

Per proseguire, le carpenterie di assieme del Bridge sono state progettate al fine di consentire un corretto e simultaneo comportamento statico, termico e dinamico, quest'ultimo grazie all'integrazione di opportuni vincoli dispositivi di accoppiamento, cosiddetti STU

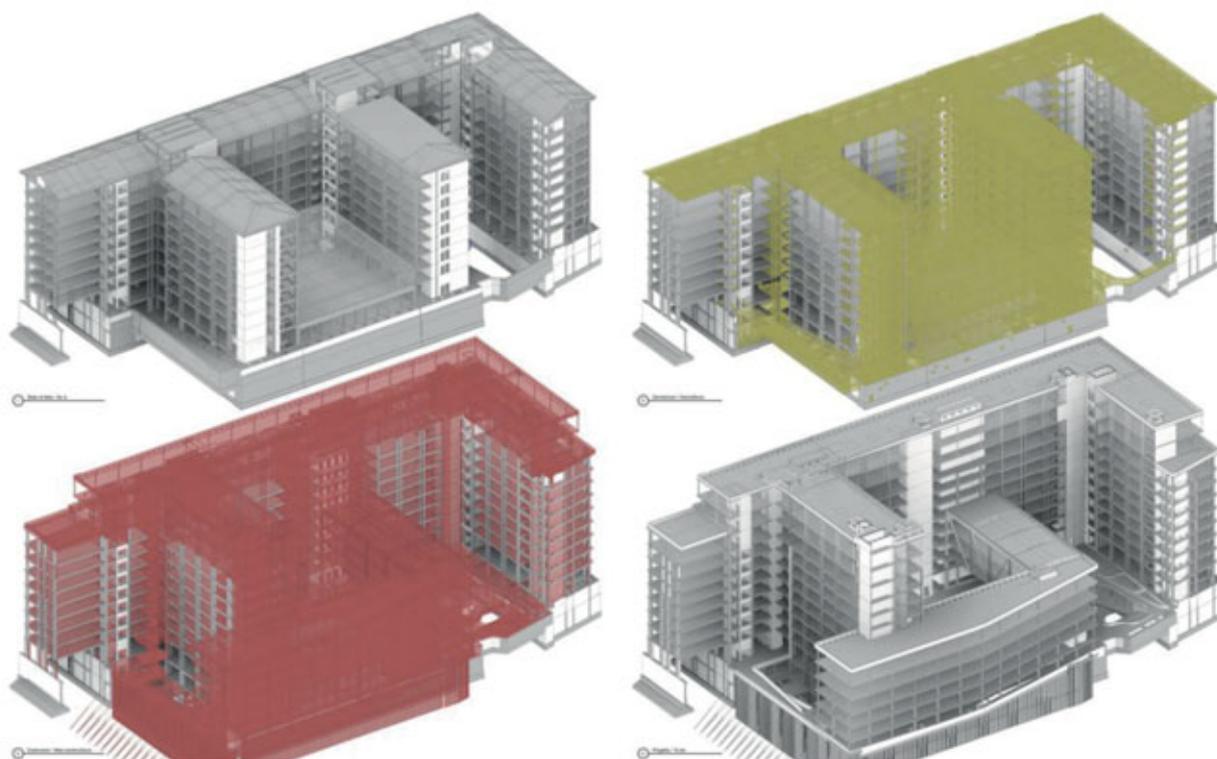


Fig. 1: Analisi 3D dallo stato di fatto allo stato di progetto (grafici dei Gialli e Rossi).

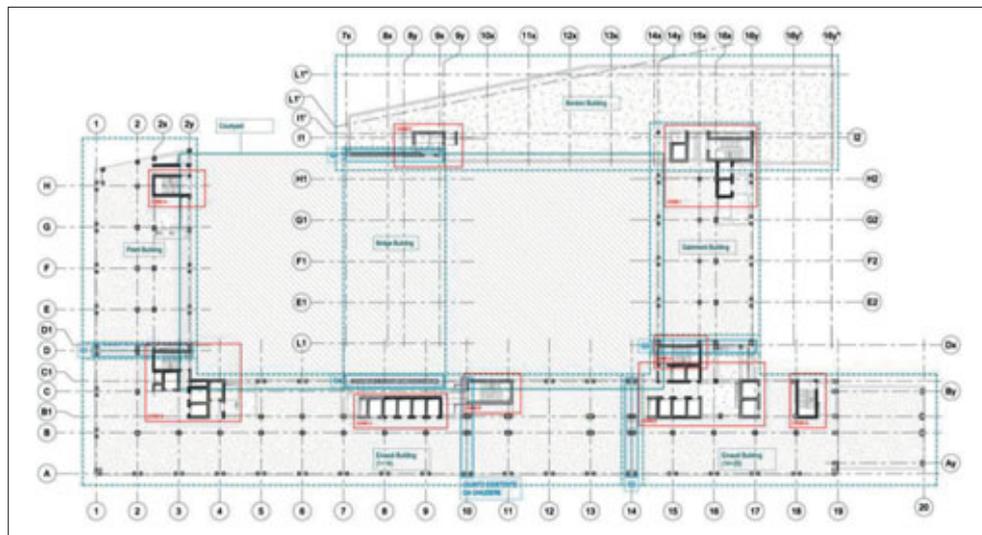


Fig. 2: Vista prospettica della facciata e della piazza a cui il Bridge si affaccia. Fig. 3: Mappa generale degli interventi strutturali e dei copri d'opera in cui è presente il Bridge.

(Shock Transmitter Unit) in direzione longitudinale parallela alle briglie delle travature reticolari, ovvero perpendicolari agli impalcati degli edifici confinanti con il Bridge dove sono stati inghisati e connessi tramite perni sulle colonne terminali. In questo modo, la continuità a taglio orizzontale del diaframma di piano è stata completata grazie alle chiavi di taglio, costituite da tronchetti in carpenteria metallica incuneati nella mezzera dell'impalcato del bridge, così da assicurare uno schema di continuità ai carichi membranali (funzionamento di piano rigido).

In figura 4 si presenta la mesh del modello di calcolo FEM generale, e in figura 5 la specializzazione del 3D del ponte, in cui sono visibili le aste, le sezioni e i vincoli definiti per il calcolo delle azioni di progetto sollecitanti tutte le membrature.

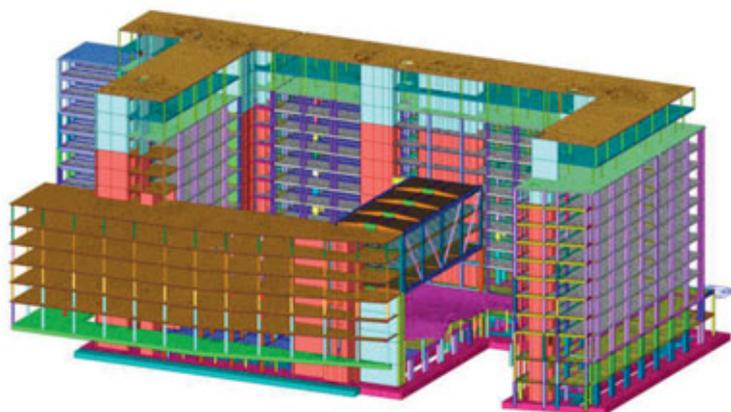


Fig. 4: Mesh di calcolo del sistema strutturale generale.

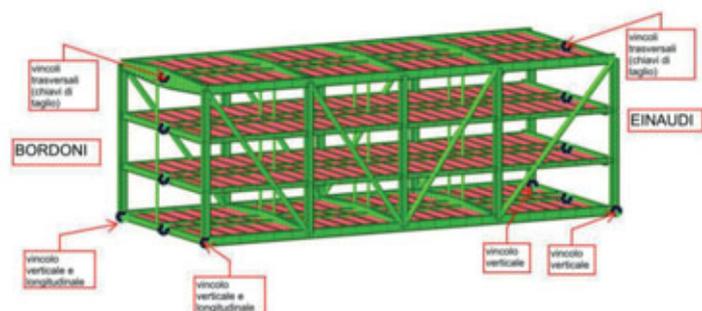


Fig. 5: Mesh di calcolo del sistema strutturale Bridge e definizione dei vincoli "a terra".

Con un focus sul progetto esecutivo di dettaglio, si sottolinea come sia stato opportuno ragionare dapprima sugli elementi caratterizzanti gli schemi statici, successivamente su quelli accessori necessari per il corretto funzionamento dell'insieme strutturale, ovvero:

- le 2 travi reticolari di facciata formate a sole diagonali tese, con 32,5 m di luce di sviluppo libero tra gli appoggi e di altezza agli assi di calcolo delle briglie di 11 m;
- i 4 e unici appoggi, 2 monodirezionali trasversali e 2 multidirezionali, scelti della taglia utile per garantire una capacità massima allo SLU di 700 t;
- i 3 impalcati di piano, al 2°, 3° e 4° piano per complessivi 1500 m², infine la copertura posta al 5° piano;
- le 8 travi boomerang, 4 intradossate e situate nell'impalcato inferiore, 4 estradossate e presenti nella copertura superiore;
- i 16 dispositivi di accoppiamento dinamico, tipo STU-360-50, per garantire la continuità del piano e consentire la dilatazione termica longitudinale; le 8 chiavi di taglio solidarizzate nei getti delle travi di bordo in c.a., per garantire il vincolo allo scorrimento trasversale di impalcato;
- le 310 t di carpenteria metallica, formate in acciaio strutturale S355J0 e S275JR tra piastrame, bulloni e profili commerciali e composti per saldatura.

Tra le maggiori complicazioni, vi è stata la scelta della posizione dei giunti termici entro cui collocare il Bridge, che è culminata nella scelta di separare i core antagonisti nelle strutture in c.a. Nel seguito vengono illustrati alcune raffigurazioni a corredo delle relazioni illustrative del progetto dove si individuano per altro i) i blocchi indipendenti dal punto

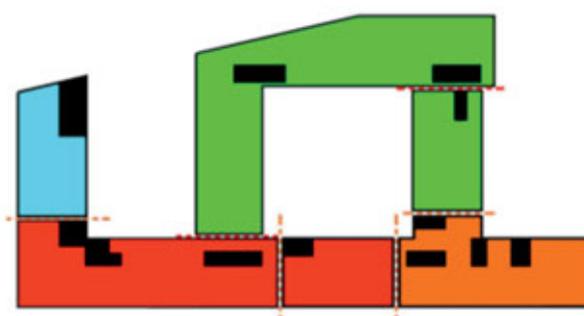


Fig. 6: Individuazione dei blocchi di edifici a comportamento termico disaccoppiato.

di vista termico, ii) gli elaborati specialistici forniti dagli appoggisti e iii) la loro schematizzazione di movimento in pianta.

Sono stati individuati 4 grandi blocchi termici indipendenti, i primi due, in azzurro e verde in figura 6, rappresentati dagli edifici interni prospicienti le nuove Courtyard Sud e Nord, e gli altri due, in rosso e arancione, allineati lungo la piazza esterna esistente (parte bassa della mappa colorata). Risulta chiaro che il bridge appartenga al nuovo blocco verde interno e ha previsto alle estremità un giunto dotato di dispositivi *shock adsorber* e di 30 mm di *gap* tra le travi e le colonne di confine. Un aspetto fondamentale è stato garantire la presenza di appoggi quanto più possibile mascherati nell'involucro edilizio e ordito strutturale (pile in c.a. con calcestruzzo classe C40/50), per consegnare al volume finale l'immagine filante della facciata, e al contempo funzionale dal punto di vista del termico e dei movimenti di esercizio. Per questo, per quanto concerne la statica verticale del Bridge sono stati previsti solo 4 dispositivi di appoggio, negli angoli della struttura. Da un lato due

appoggi sono stati progettati come carelli a scorrimento trasversale (ovvero cerniere longitudinali), gli appoggi opposti sull'asse C come carrelli multidirezionali, così da poter sfogare le dilatazioni e contrazioni termiche, come di seguito evidenziato. Su tali appoggi sono state centrate con precisione millimetrica le colonne montanti terminali delle travi reticolari di facciata. Dalle analisi con le combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo e di collasso, il dispositivo selezionato ha portato ad una taglia massima pari a 7000 kN di portata, associata ad uno spostamento parassita massimo di 15mm in fase elastica.

Nelle figure 7-8 si individuano le direzioni delle reazioni orizzontali statiche, che di fatto sono riconducibili solo al vento radente longitudinale. Approfondendo la geometria sezionale delle travi reticolari di facciata, si può scoprire che le stesse sono costituite da una briglia inferiore e superiore formate da profili a piatti saldati S355JR, con spessori fino a 40 mm, assiemati a H per saldatura automatica, montanti verticali a croce a doppio T, con profilo HEB500 S355JR orientato perpendico-

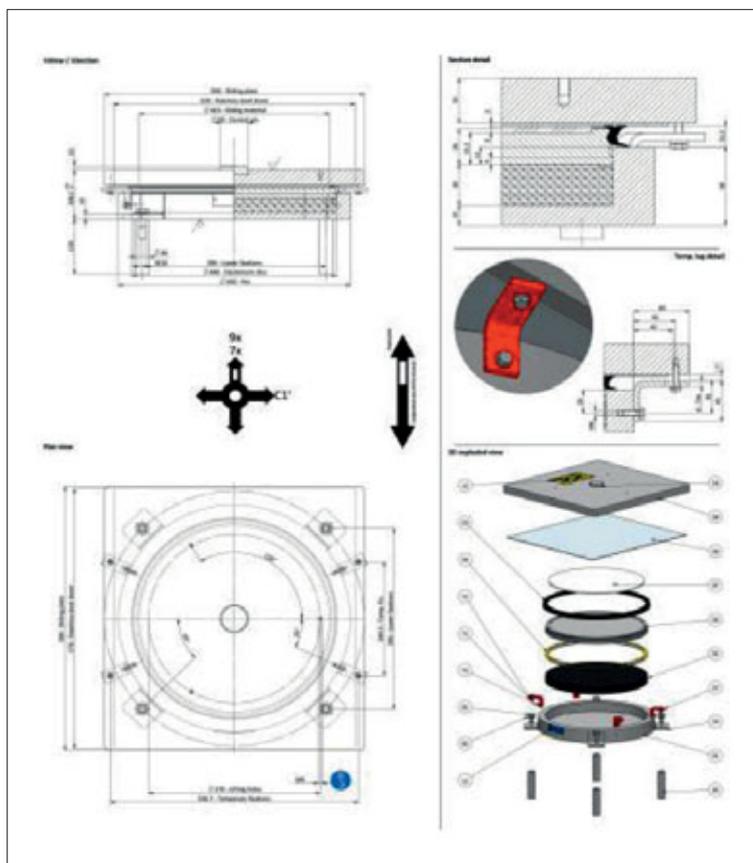
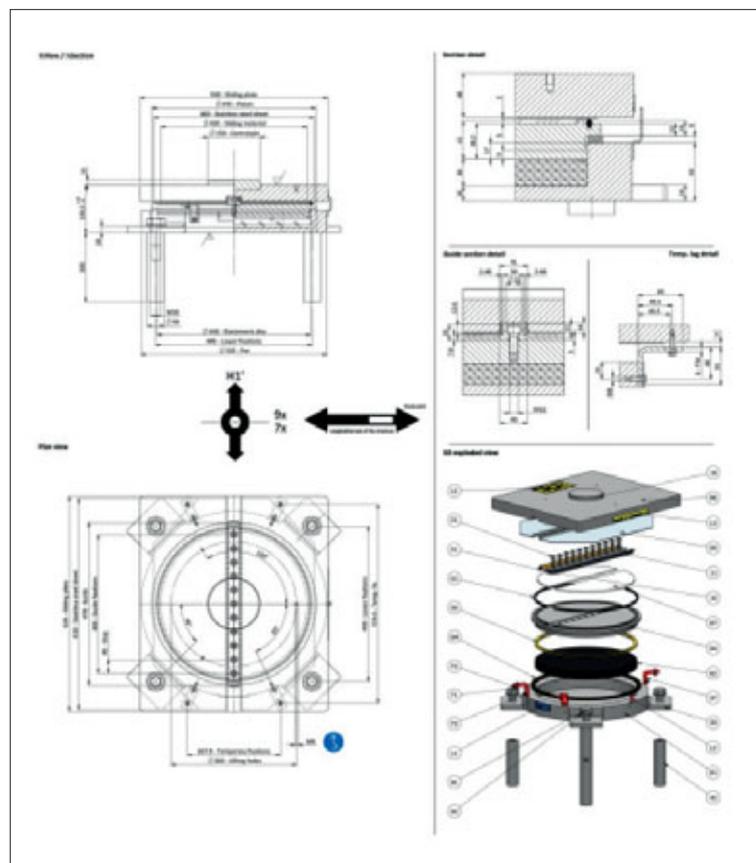
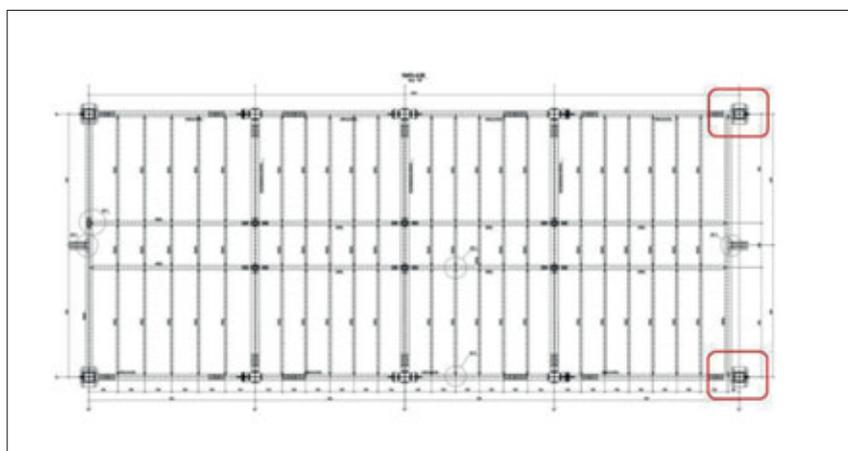
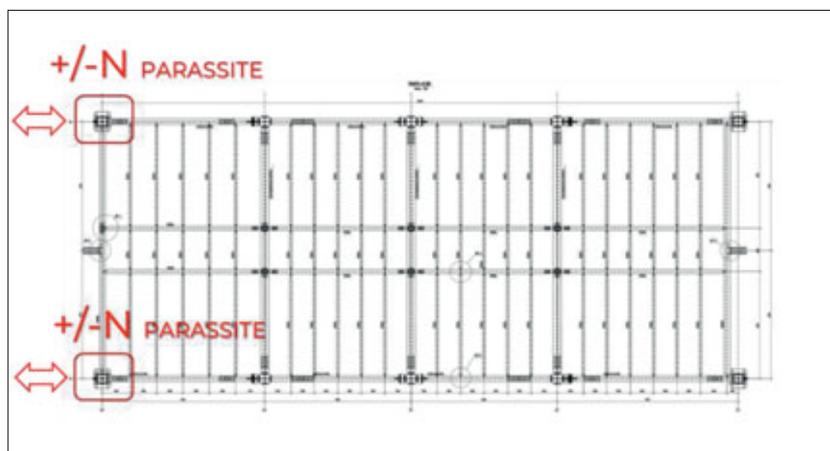


Fig. 7: Individuazione appoggi, a sinistra monodirezionali con movimento libero perpendicolare agli assi 9x e 7x , a destra multidirezionali, con movimenti liberi in tutte le direzioni del piano.

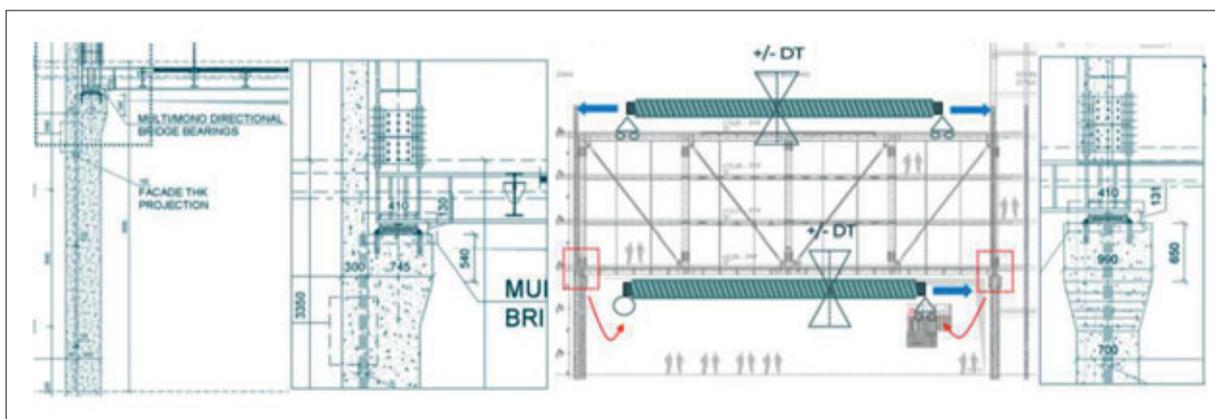


Fig. 8: Termica longitudinale integrata sulle pile del Bridge e individuazione dei vincoli.

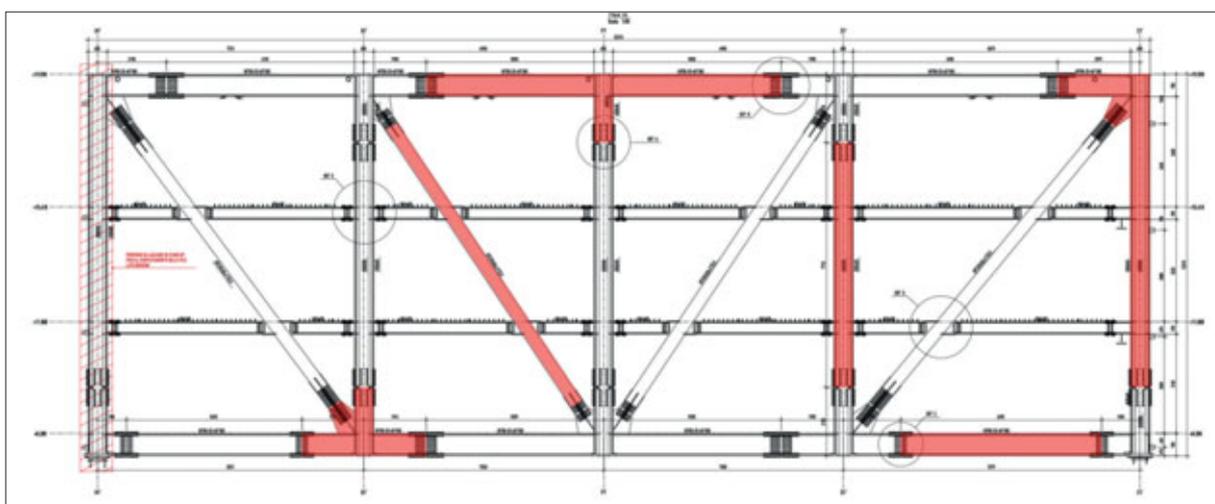


Fig. 9: Assieme e subassembly della reticolatura di facciata.

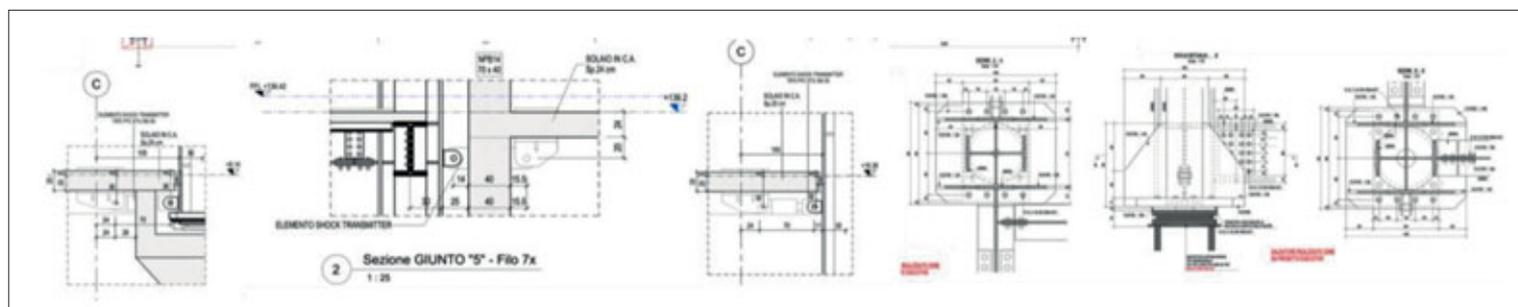


Fig. 10: Particolari dei nodi shock adsorber.

larmente alla facciata nel sistema di telaio interno con le boomerang, e con profilo HEB600 S355JR con anima nel piano della facciata; le diagonali, progettate per assorbire fino ad un massimo tiro di 6500 kN, sono costituite da tubolari cavi formati a caldo, a sezione circolare - CHS 406,4x25mm S355J0.

Nelle figure 8 e 9 si riporta una carrellata di immagini, recanti rispettivamente i primi studi concettuali sulla termica longitudinale e i dettagli geometrici della reticolare appena menzionati.

Un aspetto significativo che ha consentito il predimensionamento immediato delle sezioni della travatura reticolare, risultato con briglie 2PL300x40 mm in ala + 1PL620x25 mm in anima e diagonali in tubolari diametro 406 mm fino a 25 mm di spessore, è stata la freccia di calcolo elastico, per concedere deformazioni a pieno carico (condizione SLE rara) entro un valore massimo imposto di $L/1000$, in relativo alla luce, e garantire sia inflessioni molto contenute, sia curvature nel piano di facciata praticamente impercettibili (rotazione degli appoggi per condizioni statiche estremamente contenute). Tali parametri, sebbene

stringenti, sono stati condivisi nei design criteria con i facciatisti e hanno consentito una progettazione dei dettagli di attacco dei montanti e dei traversi senza particolari complessità e richieste di tolleranze, anche considerando gli sghembi tra i giunti verticali sui tre interpiani interessati. Approfondendo il punto di vista dinamico, l'impalcato del bridge è stato progettato come parte integrante di un piano rigido (un anello simico continuo tra Einaudi, Galimberti, Bordoni e Bridge Building), sul quale sono stati ancorati, per il tramite delle colonne perimetrali in acciaio, i dispositivi di assorbimento delle spinte sismiche e le chiavi di taglio, che vengono rappresentati in figura 10. Di particolare complicazione è stata la gestione della sella integrata sul pulvino in asse C, dove la predisposizione sia della piastra di base, sia del ritegno sismico, ha generato un articolato disegno di casseri e risparmi in c.a. Laddove richiesto poi, le piastre di collegamento dei dispositivi STU sono state predisposte con attacchi ad attrito precaricate attraverso il getto dei solai di impalcato, a loro volta collegate a perno sui fazzoletti saldati ai montanti delle reticolari.

Un raffinato ragionamento che ha avuto come obiettivo di Value Engineering la massimizzazione degli spazi fruibili all'interno del Bridge, ha portato all'adozione di travi di spina primarie per l'impalcato di robuste dimensioni (sezioni a doppio T con altezze in pancia fino a 1350 mm), al fine del trasferimento dei carichi alle reticolari di facciata tramite prima le secondarie longitudinali interne al corridoio centrale, poi le terziarie sotto le lamiere grecate. Tali travi, ribattezzate travi boomerang vista la sezione rastremata verso le facciate, sono state costruite per saldatura di piatti, fino a 40 mm di spessore d'ala.

Interessante notare, infine, come le stesse, tramite collegamenti a coprighiunti d'ala e d'anima, chiudano con continuità il *frame* interno principale rimanendo accoppiate nei movimenti verticali tramite le due colonnine (sia tiranti, sia puntoni). Il telaio ha consentito di massimizzare la rigidezza, minimizzare gli appoggi interni e gli ingombri, dando in definitiva anche sostanziale rigidezza alle deformazioni laterali, ad esempio per i carichi dal vento.

Ogni aspetto della progettazione strutturale è stato poi sviluppato in ambito BIM e pertanto è stato possibile coordinare i tracciati MEP con automatismi di *clash detection* anche considerando la strategia di impianti a vista (*naked*).

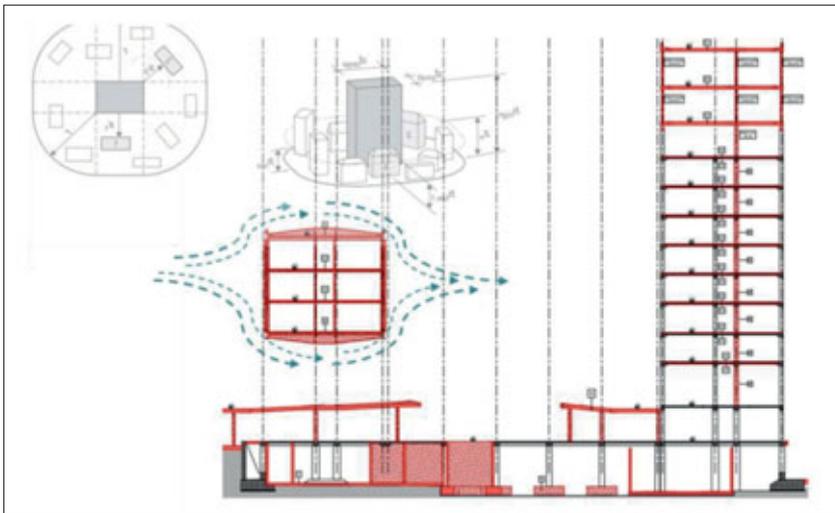


Fig. 11: Analisi delle pressioni laterali da vento e dei flussi che investono le pareti del Bridge.

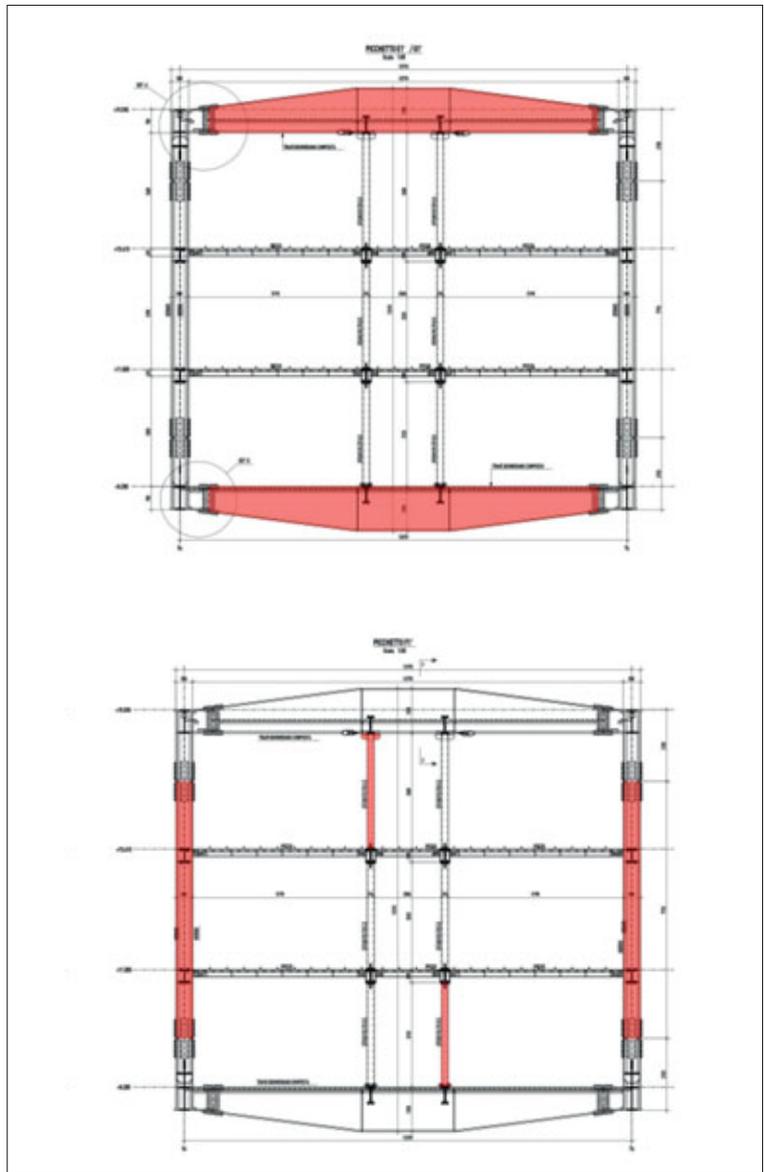


Fig. 12: Sezione trasversale del Bridge - Vista travi boomerang e pendinature interne.

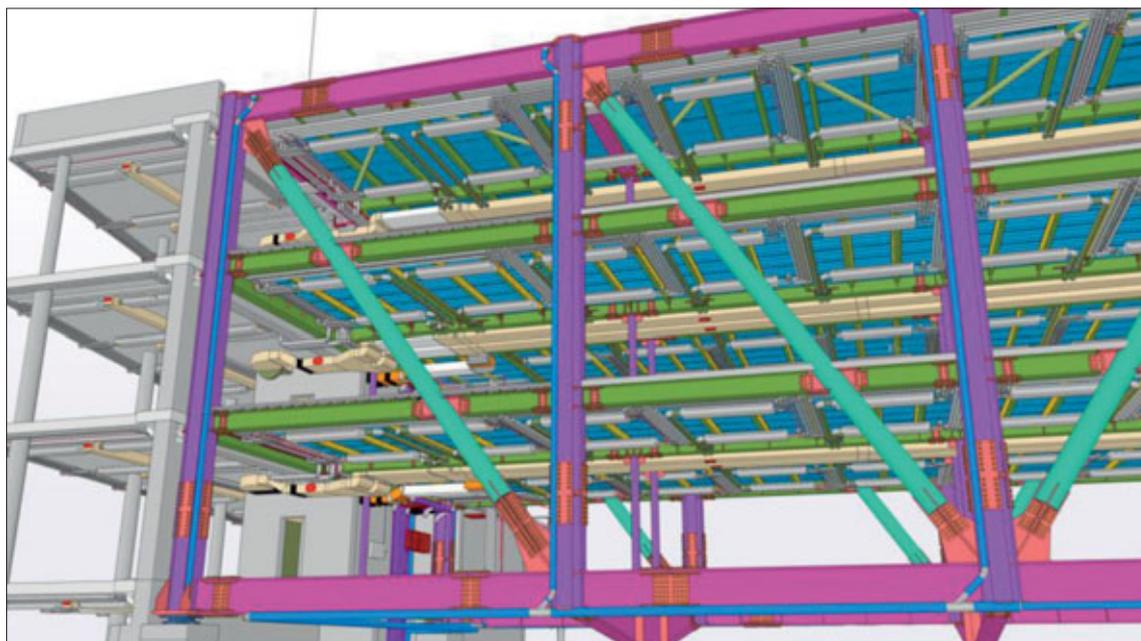


Fig. 13: Immagine estratta dal modello BIM 3D - Analisi delle interferenze STR vs MEP.

3. IDEAZIONE E PROGETTO DEI NODI PRINCIPALI

In questo capitolo si approfondisce la concettualità dei nodi di particolare rilevanza, pianificati per efficientare non solo i collegamenti utili per il montaggio, ma anche per il migliore e corretto funzionamento del sistema strutturale del Bridge.

Tramite le raffigurazioni riportate si illustrano e si commentano a seguire:

- le connessioni STU (accoppiatori dinamici);
- le chiavi di taglio impalcato;
- le connessioni a giunto e coprigiunto, ad attrito, delle briglie;
- gli attacchi a croce, ad attrito, dei diagonali di facciata;
- le connessioni flangiate di colonna, *full contact & bearing*, lavorate

- a macchina di precisione;
- i dettagli degli appoggi sulle pile in c.a.;
- gli schemi di controventatura provvisoria della copertura.

CONNESSIONI STU

I collegamenti delle colonne all'altezza degli impalcati tramite gli *shock adsorber* consentono di incassare e distribuire le forze membranali di tipo impulsivo (da sisma) veicolate dalle briglie e accompagnate dal getto su lamiera grecata. In definitiva costituiscono le frontiere di scambio delle forze di piano progettato per la redistribuzione delle azioni simiche verso i core. Tali elementi, viceversa, non si attiveranno per i movimenti lenti, quasi statici, come per esempio le dilatazioni e contrazioni termiche, o il vento (figure 14-15).

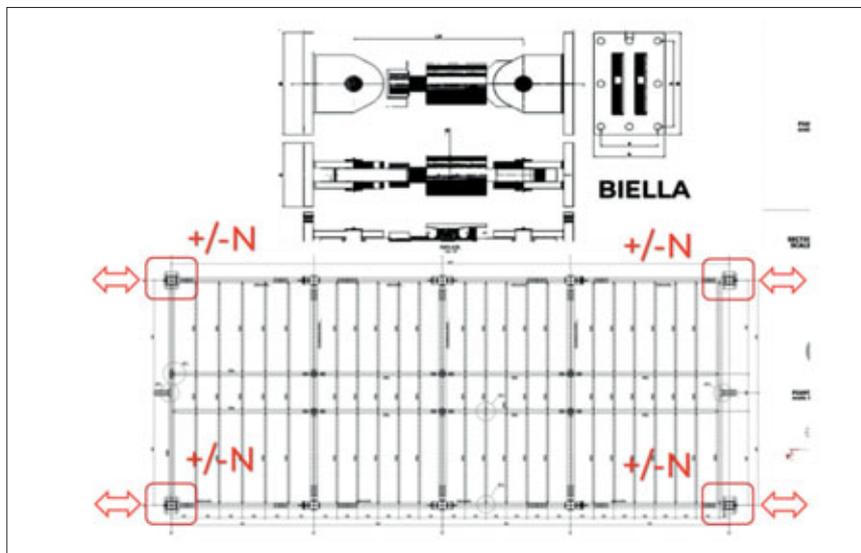


Fig. 14: Disposizione degli accoppiatori STU sulle colonne terminali del Bridge.

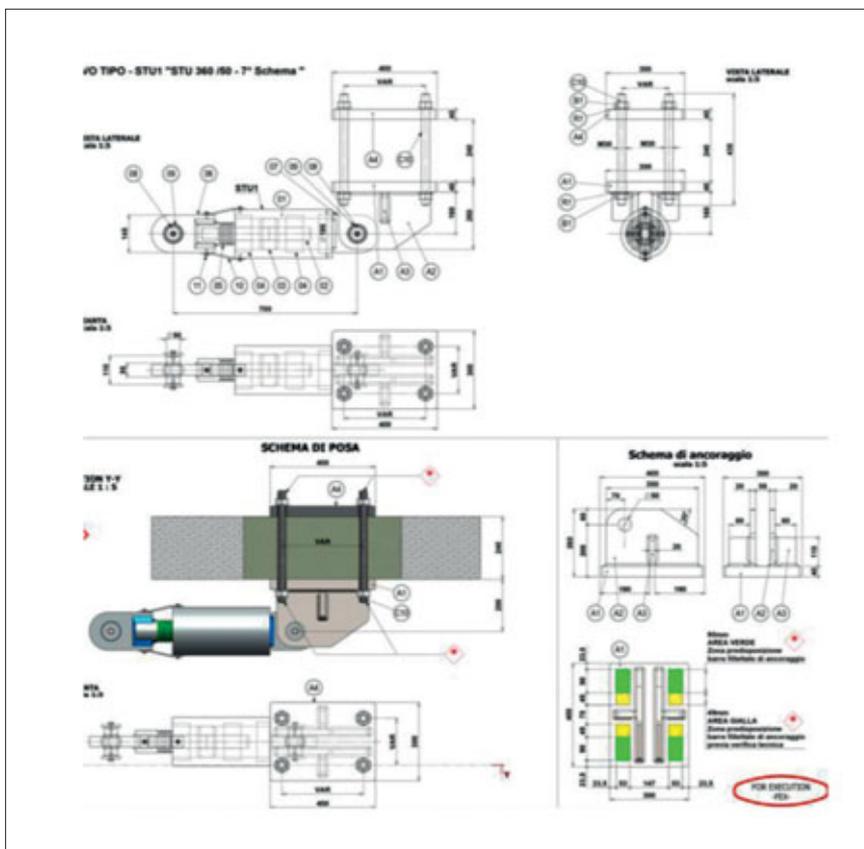


Fig. 15: Spostamenti strutturali in copertura sotto l'azione dei carichi permanenti e variabili.

CHIAVI DI TAGLIO

Le chiavi di taglio sono realizzate tramite tronchetti in acciaio a doppio T a piatti saldati a forte penetrazione, integrate con tirafondi in barre da c.a. diametro 24 mm e a orientamento orizzontale annegati nei getti degli impalcati di confine; con questa modalità è stato possibile assecondare sia le dilatazioni termiche, sia vincolare gli scorrimenti trasversali degli impalcati sul giunto, restituendo pertanto anche un vincolo per le azioni di trascinamento sismiche o vento (vincoli presenti sia in fase sismica, che statica) (figura 16).

COPRIGIUNTO BRIGLIE

La connessione è stata calcolata per interazione di momento flettente e azione assiale, tenendo in conto il fatto che non è stato ritenuto accettabile alcun tipo di scorrimento dovuto al gioco foro/bullone. Sono state predisposte infatti 6+6 file di coppie di bulloni M27 in cl. 10.9 in ala e 4+4 colonne di bulloni M24 in cl. 10.9 in anima, organizzati su 6 file orizzontali (figura 17).

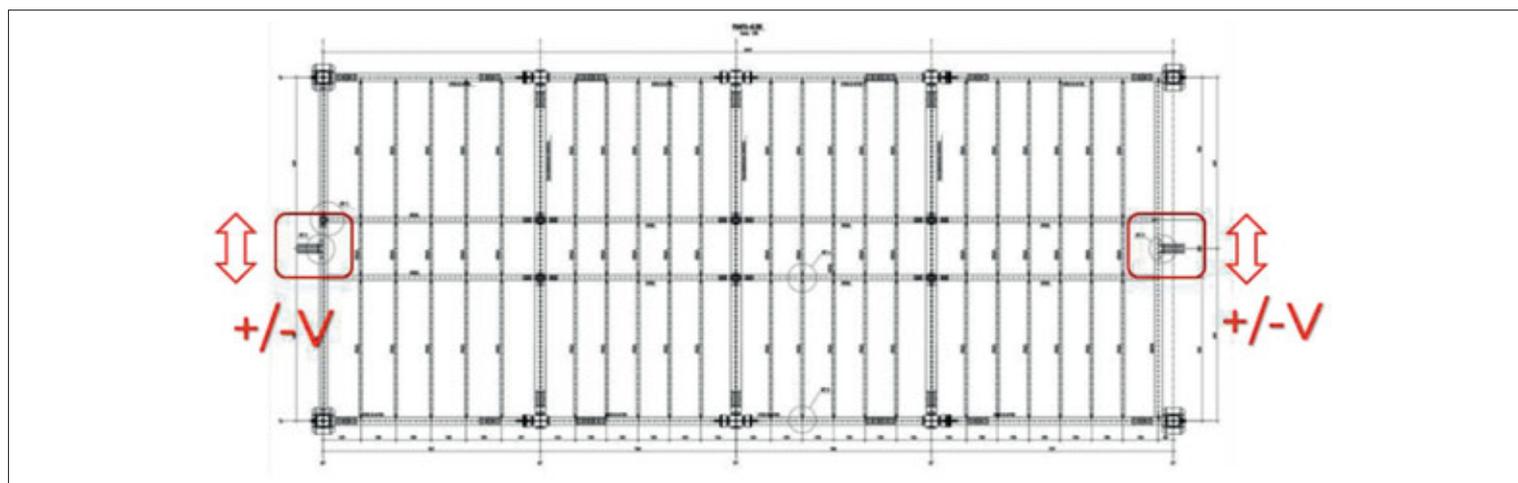
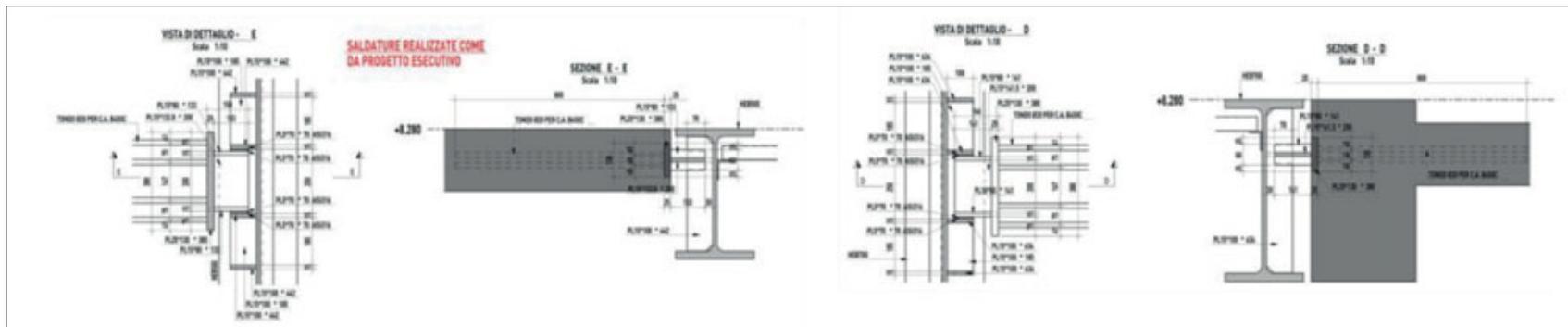


Fig. 16: Dettagli chiavi di taglio e collocamento in pianta.

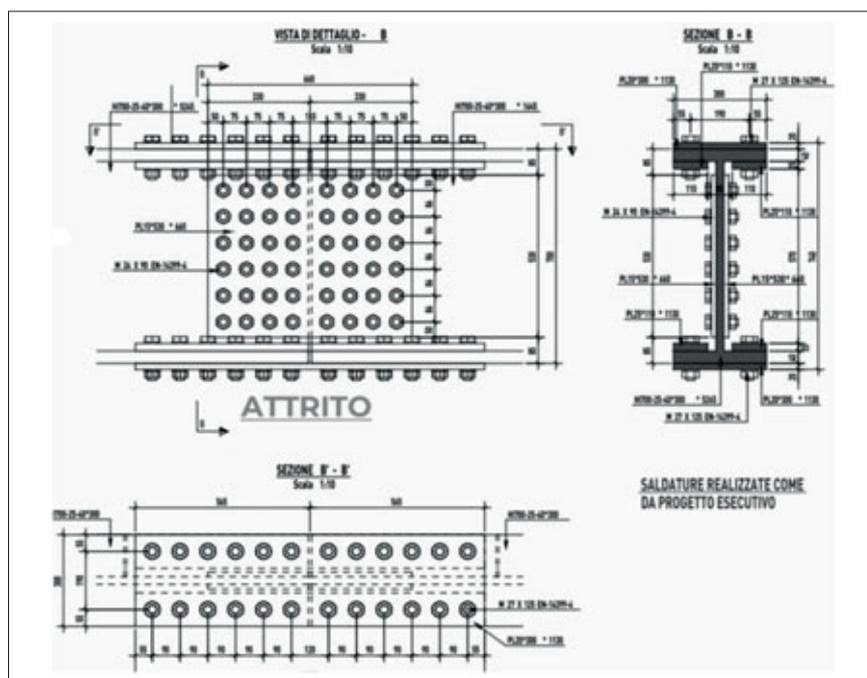


Fig. 17: Dettagli giunti a coprigiunto ad attrito sulle briglie.

COLLEGAMENTO CRUCIFORME DIAGONALI

Il collegamento dei diagonali della reticolare di facciata avviene tramite 2x4 file di bulloni M24 in cl. 10.9, organizzate in 8 righe ciascuna. Il fatto di non utilizzare bulloni di maggior diametro è risultato il miglior compromesso per garantire il funzionamento per attrito (slip resistance joints), ovvero la maggior superficie di contatto tra fazzoletto di attacco ed elemento teso. I bulloni sono stati chiusi tramite metodo a tutta coppia (torque method), valutando il momento di seconda fase pari al 110% di quella nominale calcolata con coefficiente di attrito K1 costante assunto dal produttore (figura 18).

NOTA: si noti come il collegamento dei diagonali ad attrito sia stato imprescindibile per osservare una deformata dell'intero ponte con regole

elastiche, escludendo quindi sistematicamente giochi anelastici forobullone che avrebbero invalidato la teoria e il calcolo.

GIUNTO DI COLONNA

Si è progettato un giunto di precisione per contatto, con lavorazione meccanica di spianatura delle superfici. Tale scelta è stata determinata constatando dai modelli di calcolo che le colonne rimangono sostanzialmente sempre compresse in fase di esercizio del Bridge (figura 19). Le colonne sono poi state coprigiuntate esternamente per presidiare i momenti parassiti derivanti dal funzionamento trasversale del bridge e dalla continuità delle cellule Vierendell nel piano di facciata.

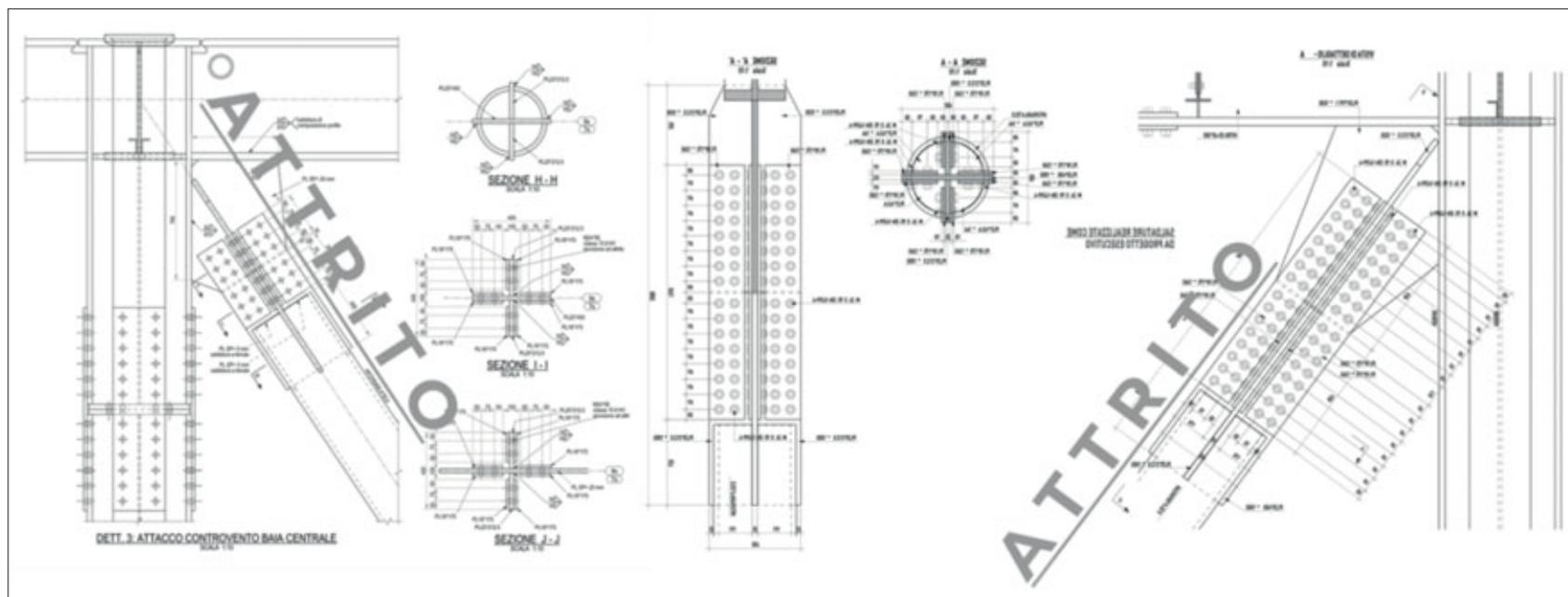


Fig. 18: Dettagli coprigiunto a croce ad attrito sui diagonali.

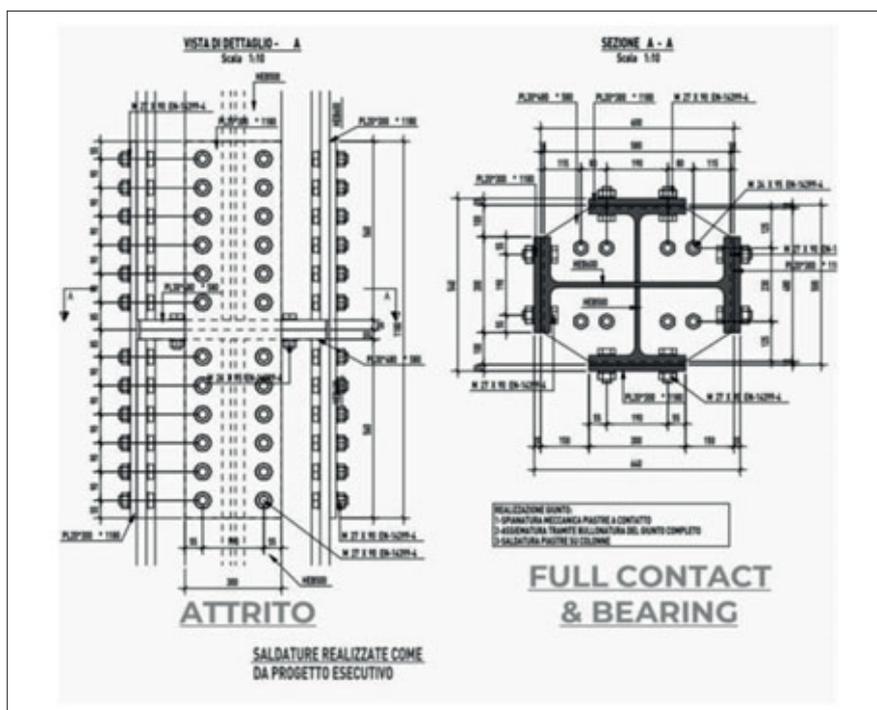


Fig. 19: Dettaglio colonna flangia full contact e bearing.

APPOGGI SULLE PILE IN C.A.

L'appoggio sulle pile in c.a. avviene tramite dispositivi a tazza a disco (*bearing pot*), appoggi in definitiva zancati e inghisati sui pulvini di presidio in cemento armato. Si è prevista una contropietra dima imbullonata ad intradosso della piastra di base, con foro di centraggio dei dispositivi. In particolare, il giunto di base al piede della colonna è stato dotato di doppie costolature a coda di rondine, per consentire di irrigidire la piastra allargata sull'impronta per coprire il caso di sostituzione degli appoggi tramite 4 martinetti (figura 20).

In questa stessa sede sono predisposte le orecchie per il collegamento a perno dei dispositivi di accoppiamento dinamico STU di base (piano 2°).

CONTROVENTATURA PROVVISORIA COPERTURA

Per presidiare la stabilità della briglia superiore compressa in fase transitoria di montaggio sono stati introdotti dei controventi provvisori (sotto piano BOS delle terziarie) in grado di ridurre la luce libera di inflessione del corrente, posta pertanto pari al passo delle colonne montanti. Difatti, solo con il completamento del getto di saturazione della copertura tali elementi sono stati rimossi.

Il layout della controventatura provvisoria di falda è rappresentata in figura 21.

Risulta evidente, pertanto, che l'ideazione dei nodi ha ricoperto una parte importante della progettazione complessiva. È per questo che si propongono nelle figure 22-28 alcune fotografie scattate durante il montaggio, rappresentative dei concetti in precedenza illustrati.

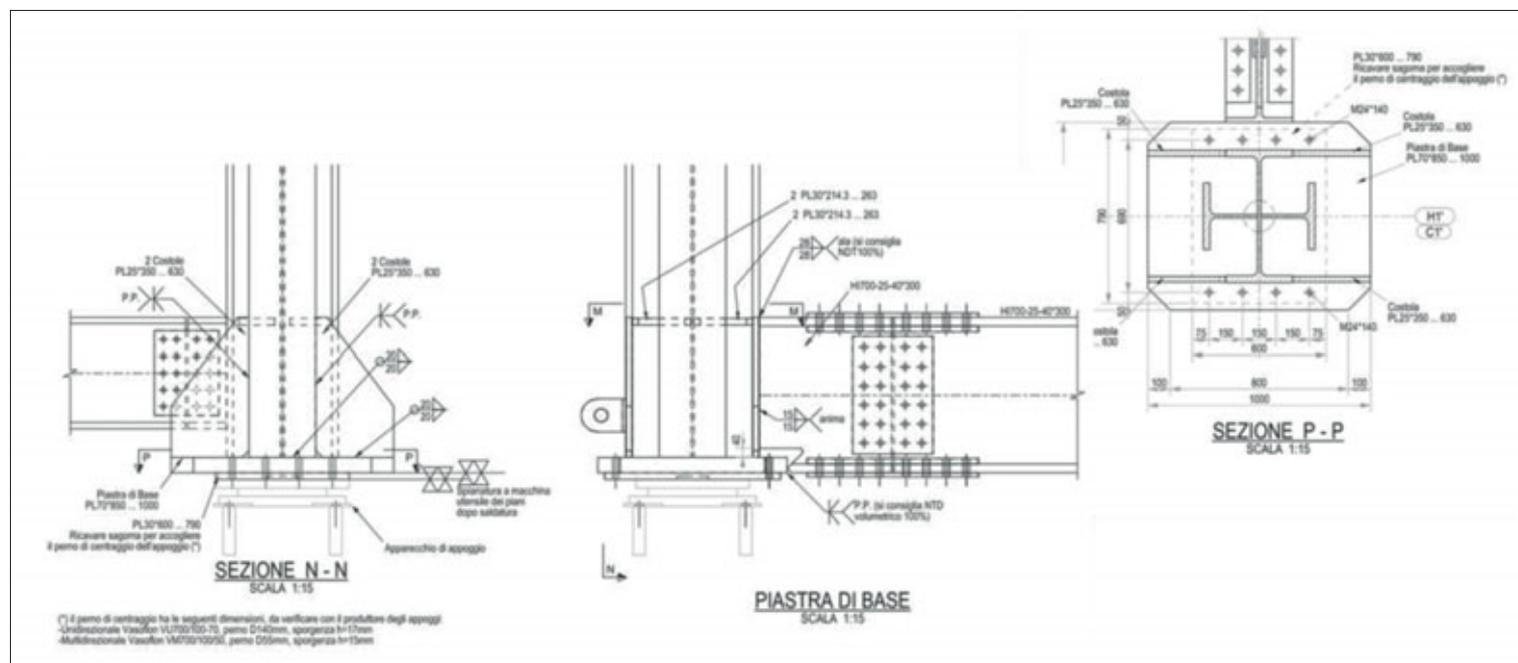


Fig. 20: Dettaglio appoggio dispositivi terminali e predisposizione per sostituzione.

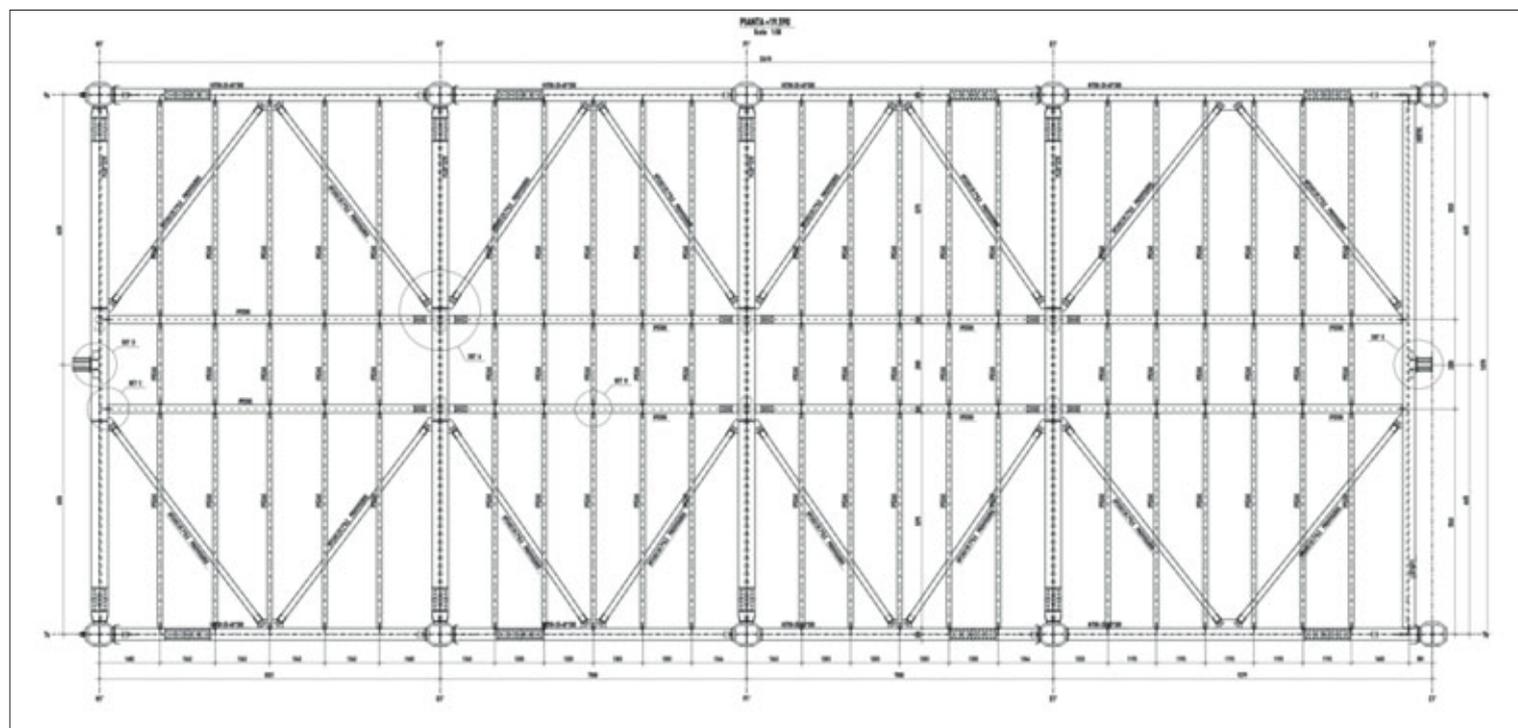


Fig. 21: Assieme di copertura con predisposizione della doppia reticolare di piano provvisoria.



Fig. 22: Imbastitura della trave boomerang composta per piatti saldati.



Fig. 23: Lavorazione di cianfrinatura a K per completa penetrazione da officina - Tronchetto attacco a coprigiunto trave boomerang.



Fig. 24: Smistamento pezzi a terra e imbullonamento per imbastitura diagonali e montanti.



Fig. 25: Smistamento conci di briglia a terra (verifica dei risparmi di verniciatura con mascherine per giunti ad attrito).



Fig. 26: Smistamento a terra diagonali e verifica dei risparmi di verniciatura con mascherine per giunti ad attrito.



Fig. 27: Inizio montaggio con spider crane e PLE per montatori e torri provvisionali (vedi cap. successivo montaggio).



Fig. 28: Posa apparecchio di appoggio monodirezionale e centraggio sul pulvino in c.a.

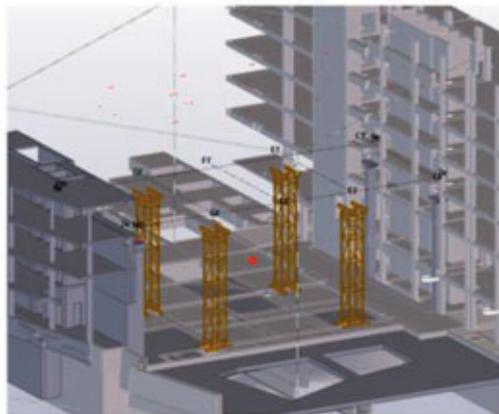
4. MONTAGGIO E MONITORAGGIO

È stato sviluppato un oculato progetto di verifica logistica e strutturale per montaggio, ciò a partire dall'analisi dei pesi dei pezzi singoli, di lunghezza massima da 10m a 13m. Gli stessi sono stati calibrati per il tiro della gru a torre sottobraccio, e con sbraccio massimo.

Ecco che tale progetto ha restituito 15 distinte fasi di avanzamento di montaggio, che poi sono state costruttivizzate nei momenti principali, alcuni di questi di seguito commentati e raffigurati nel 3D eseguito e

poi immortalato in fotografie scattate in situ.

Il montaggio è stato completamente monitorato ed è stato effettuato tramite rilievi topografici con mire ottiche, appoggiate a stazione totale interna. In estrema sintesi, laddove erano previsti 13mm di freccia sotto il solo peso proprio complessivo e portato (lamiere) al detensionamento dei torrini provvisionali, si sono rilevati abbassamenti sperimentali in un range variabile fino a 12mm, in perfetto allineamento alle previsioni di calcolo.



FASE 01:

- Tracciamento topografico struttura*;
- Realizzazione pantellazione del solaio a livello P(-2) (non a cura di O&T) con sistema da definire (puntelli di portata, torrini prefabbricati ecc...);
- Montaggio torrini provvisionali** a livello P(-1);
- Posizionamento piano-altimetrico dei dispositivi Vasoflon sulle teste delle pile.

LAVORI IN QUOTA: piattaforma cingolata modello tipo "PALAZZANI RAGNO TSJ 30°C"

*: durante tutte le fasi di montaggio verrà eseguito un costante controllo topografico per verificare eventuali deformazioni/spostamenti

** : torrini modello PERI ALPHAKIT con impronta 1500x1500 e portata nominale superiore a 710 kN/cad corredati di relazione di calcolo da parte del fornitore

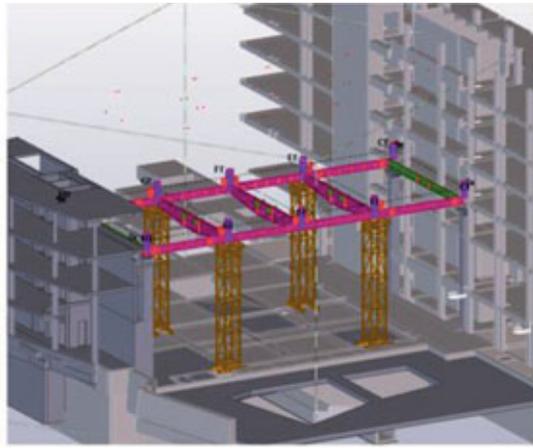


FASE 02:

- Montaggio travi principali a piano P02 sulle campate laterali;
- Montaggio provvisorio dei tacchi a taglio a piano P02 (l'inghessaggio avverrà a struttura ultimata).

LAVORI IN QUOTA: piattaforma cingolata modello tipo "PALAZZANI RAGNO TSJ 30°C"

Fig. 29: Alcune fasi di montaggio.

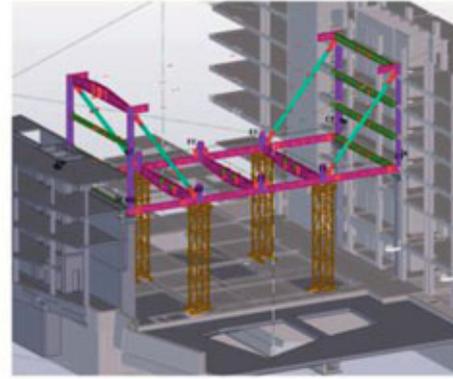


FASE 03:

- Montaggio travi principali a piano P02 sulle campate centrali;
- Monitoraggio topografico*.

LAVORI IN QUOTA: piattaforma cingolata modello tipo "PALAZZANI RAGNO TSJ 30°C"

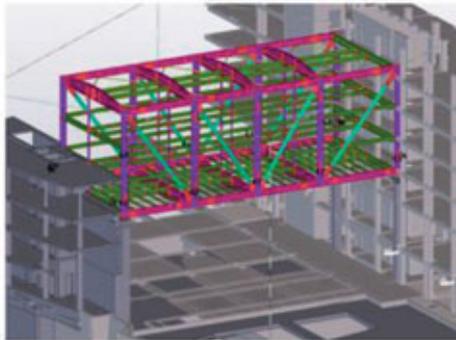
*: il monitoraggio topografico verrà effettuato da O&T e avverrà tramite stazione totale indipendente. Verranno predisposti 3 target per lato, sulle colonne centrali e sulle colonne laterali e verrà verificata la corretta linearità e orizzontalità della struttura. Durante tutto l'iter di montaggio verrà effettuata una registrazione sistematica delle misure rilevate.



FASE 04:

- Montaggio colonne, tubi diagonali e travi trasversali lato Bordon (filo H1);
- Posizionamento ritegni provvisori colonne (tipologia da definire) lato Bordon (filo H1);
- Montaggio colonne, tubi diagonali e travi trasversali lato Einaudi (filo C1);
- Posizionamento ritegni provvisori colonne (tipologia da definire) lato Einaudi (filo C1);
- Montaggio provvisorio dei tacchi a taglio ai piani P03-P04-P05 (l'inghiessaggio avverrà a struttura ultimata).

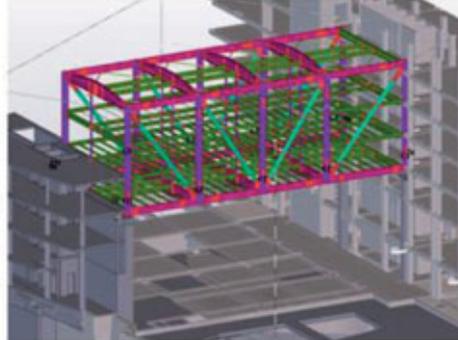
LAVORI IN QUOTA: piattaforma cingolata modello tipo "PALAZZANI RAGNO TSJ 30°C"



FASE 11:

- Abbassamento e rilascio travi provvisionali;
- Monitoraggio topografico*.

LAVORI IN QUOTA: piattaforma cingolata modello tipo "PALAZZANI RAGNO TSJ 30°C"

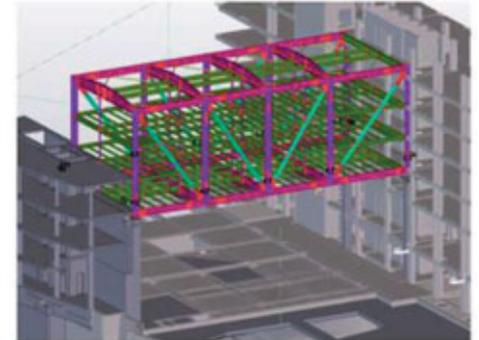


FASE 12:

- Montaggio travi secondarie a piano P03;
- Posa e verifica lamiera grecata con fermaglio e chiodatura;
- Getto in C15 di completamento (non a cura di O&T) solaio P03 previa predisposizione di armature interrotte nella lamiera (non a cura di O&T).

LAVORI IN QUOTA: piattaforma a pantografo da piano P02 modello da definire

*: il monitoraggio topografico verrà effettuato da O&T e avverrà tramite stazione totale indipendente. Verranno predisposti 3 target per lato, sulle colonne centrali e sulle colonne laterali e verrà verificata la corretta linearità e orizzontalità della struttura. Durante tutto l'iter di montaggio verrà effettuata una registrazione sistematica delle misure rilevate.



FASE 13:

- Montaggio travi secondarie a piano P04;
- Posa e verifica lamiera grecata con fermaglio e chiodatura;
- Getto in C15 di completamento (non a cura di O&T) solaio P04 previa predisposizione di armature interrotte nella lamiera (non a cura di O&T).

LAVORI IN QUOTA: piattaforma a pantografo da piano P03 modello da definire

Fig. 29: Alcune fasi di montaggio.



Fig. 30: Termine della fase 5 del montaggio.



Fig. 31: Termine della fase 8 del montaggio.



Figura 32: Termine della fase 10 del montaggio (preparazione al getto lamiere piano 2°).

Esito monitoraggio: non si rilevano abbassamenti agli appoggi dovuti all'elasticità dei dispositivi "Vasoflon", in campata si rileva un abbassamento variabile pari a $7,9 \div 12,0$ mm.



Fig. 33: Termine montaggio, esito del monitoraggio finale.

5. CONCLUSIONI

Nel presente articolo sono stati illustrati alcuni passaggi della progettazione del Bridge di Via Pirelli 35, motivando le scelte sulle strutture che hanno contribuito a rendere l'edificio parte integrante di un innovativo e strategico intervento di riqualificazione urbana nel cuore di Milano. Tra le soluzioni studiate per il ponte, quella che ha previsto l'utilizzo dell'acciaio come materiale strutturale e delle travi reticolari come mo-

dulo portante è risultata l'unica vincente, in quanto ha permesso non solo di rendere ottimale il flusso produttivo, ma anche di poter gestire al meglio il trasporto e la logistica del montaggio in opera, grazie alla suddivisione in conci con collegamenti versatili.

Infine, grazie agli schemi adottati e alla leggerezza complessiva della soluzione si è riusciti a raggiungere la massima efficienza nel rapporto tra architettura e struttura portante nel panorama dell'edilizia moderna.



DAVIDE EMMANUELLO

Ingegnere civile strutturista, in CEAS dal 2008, ha maturato ampia esperienza nella Progettazione e Direzione Lavori su commesse di rilievo.

Dal 2021 è Project Engineer e coordina la progettazione strutturale integrando aspetti di sostenibilità ambientale, di Value Engineering e Cost-Control nello sviluppo dei processi specialistici su larga scala. Le esperienze hanno riguardato l'applicazione del metodo agli elementi finiti (FEM) come validazione e ottimizzazione dei progetti, l'analisi di vulnerabilità e di rischio sismico del patrimonio esistente finalizzati al miglioramento e all'adeguamento, in ottemperanza alle più recenti norme prestazionali e alle guide ministeriali.

Ha acquisito importante know-how nella progettazione in acciaio e calcestruzzo armato, fino ai livelli costruttivi, nonché nell'applicabilità di legno e vetro come materiali strutturali. In ambito strutturale si è occupato di impianti industriali e infrastrutture, di nuovi insediamenti edilizi e terziari, nonché di ristrutturazione sul c.a., partendo dalla diagnosi, fino al seismic retrofit. È stato assistente al collaudo di nuovi complessi su Milano. Oggi esercita non solo come progettista e collaudatore, ma anche come assistente insegnante al Politecnico di Milano.



ALBERTO MAGGIONI

Ingegnere civile, collaboratore dello studio Finzi Associati Ingegneri Strutturisti dal 2006, e socio dello stesso dal 2019.

Ha esperienze nella progettazione di carpenteria metallica pesante nell'ambito dei grossi impianti industriali, principalmente realizzati all'estero, come raffinerie di petrolio, centrali termoelettriche, reattori SCR, impianti di desolfurazione, reattori di produzione del polipropilene.

Ha progettato numerosi serbatoi industriali atmosferici, silos, e vasche in cemento armato.

Ha eseguito l'analisi sismica dello Stadio Meazza, nonché la verifica della copertura dello stadio Olimpico di Roma in occasione dell'appensione di nuovi carichi.



BRUNO FINZI

Ingegnere strutturista di grande fama ed esperienza, ha svolto attività di progettazione e Direzione Lavori sia in grandi cantieri di carpenteria metallica, come le nuove coperture dello Stadio Meazza a Milano e dello Stadio Olimpico a Roma per i Mondiali '90, sia in complesse ristrutturazioni di edifici di valore storico e monumentale come chiese, musei, ospedali ed edifici universitari per il Comune di Milano, l'Università Cattolica di Milano, il Ministero dei Beni Culturali e per Investitori privati.

È specializzato nella diagnosi, nel ripristino e nell'adeguamento statico di edifici monumentali e storici e nel recupero di strutture intaccate dal degrado nei materiali.

Esempio recente è il recupero della Torre Velasca a Milano, dove si è occupato non solo del recupero delle parti strutturali, ma anche delle facciate.

Ha svolto ruoli di revisione di progetto, Direttore dei Lavori e Collaudatore per numerosi grattacieli costruiti nell'ultimo decennio in Italia e all'estero, tra i quali le torri di Garibaldi Repubblica, le torri Isozaky, Hadid e Libeskind di Citylife, la torre Gioia 22 a Milano e il Grattacielo Intesa SanPaolo di Renzo Piano a Torino.

Notevole l'esperienza anche nel Coordinamento della Sicurezza nei cantieri sia in fase di progettazione che in fase esecutiva.

È stato Presidente dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano dal 2015 al 2022.

È Presidente della Commissione strutture dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano.



MAURO SAVOLDELLI

Ingegnere civile, in CEAS dal 2003, ha esperienza nella progettazione e Direzione Lavori di costruzioni in calcestruzzo armato e acciaio, nonché di opere geotecniche. Ha sviluppato una significativa esperienza in ambiti urbani relativamente a interventi strettamente connessi a costruzioni preesistenti. Nei primi anni duemila ha contribuito alla progettazione esecutiva delle gallerie e delle stazioni della M2 a Milano nella tratta Famagosta Assago, per poi dedicarsi all'approfondimento di tematiche di scavo in ambito urbano per la progettazione di parcheggi interrati e di interventi residenziali. Ha maturato esperienza in ambiti di cantiere complessi in cui lo studio delle fasi di intervento e l'integrazione tra le diverse attività decretano il successo dell'intervento, fino a supportare il team di Direzione Lavori della Fondazione Prada a Milano nelle fasi finali del cantiere. Nel recente periodo ha partecipato alla riqualificazione o nuova edificazione di importanti complessi residenziali e commerciali, quali, a titolo esemplificativo, la riqualificazione del complesso Corso Como Place a Milano, i nuovi complessi residenziali di viale Boezio e Via Alserio, la riqualificazione della torre uffici in Piazza Liberty, un nuovo boutique Hotel a Porto Ercole, il recupero dell'Ex-Teatro Smeraldo, il nuovo complesso commerciale Green Pea per Eataly, il progetto di hard retrofitting e ricomposizione di Pirelli 35 e il nuovo Villaggio Olimpico realizzato per Milano-Cortina 2026.

IL PONTE LEONARDO DA VINCI A SASSO MARCONI (BO): LA RICOSTRUZIONE RAPIDA DI UN'OPERA STORICA

THE FAST REBUILDING OF THE HISTORICAL “LEONARDO DA VINCI” BRIDGE IN SASSO MARCONI (BO)

Prof. Ing. Giuseppe Matildi, Dott. Ing. Valentina Antoniani, Dott. Ing. Stefano Isani*

Matildi+Partners, Bologna, Italy

Dott. Ing. Marcello Mancone, Dott. Ing. Luciano Viscanti, Dott. Ing. Lorenzo Faeti

Politecnica – building for humans, Modena, Italy



Il ponte Leonardo da Vinci è uno dei più importanti attraversamenti del fiume Reno, a pochi chilometri da Bologna. Progettato da Bruno Bottau negli anni '50, il ponte attraversa il fiume con un arco di cemento di 144 m, la campata più lunga del suo genere al momento della costruzione. Dopo 70 anni di servizio, il ponte è stato chiuso al traffico nel marzo 2021 a causa del cedimento di uno dei cuscinetti. Il proprietario ANAS S.p.A. ha deciso per una ricostruzione immediata. La ricostruzione è stata limitata all'impalcato, mentre l'arco di cemento è stato preservato come importante punto di riferimento. Questa scelta è stata presa non solo per i tempi stretti di ricostruzione, ma soprattutto per preservare l'aspetto originale di una struttura così significativa. L'impalcato in cemento è stato sostituito con una nuova struttura metallica, più ampia rispetto a quella precedente e con un diverso comportamento statico. Al posto delle colonne verticali esistenti, puntoni inclinati con cerniera collegano l'impalcato agli archi di cemento. Di conseguenza, le spalle del ponte assorbono spinte di circa 1000 t ciascuna, mentre i giunti di dilatazione sono situati nella parte centrale dell'impalcato. Il ponte è pienamente conforme alle normative costruttive attuali, sia per azioni statiche che sismiche, con un'attenzione particolare alla durabilità per una vita utile prevista di 100 anni. Dopo solo un anno di lavori, il ponte Leonardo da Vinci è stato riaperto al traffico nel dicembre 2023.

Ciò è stato possibile grazie a un'analisi progettuale approfondita, insieme a uno studio attento delle problematiche costruttive. All'interno del sistema infrastrutturale italiano, il ponte si distingue come archetipo di un rapido restauro funzionale di una grande struttura, rispettoso della sua storia.

The Leonardo da Vinci bridge is one of the most important crossings of the Reno River, a few kilometers from Bologna. Designed by Bruno Bottau in the 1950s, the bridge crosses the river with a 144 m concrete arch span, the longest span of its kind at the time of its erection. After 70 years of service, the bridge was closed to traffic in March 2021 because of the failure of one of the bearings. The deck was also showing a widespread degradation, unacceptable for such a strategic structure. Therefore, the owner ANAS S.p.A. decided for an immediate reconstruction. The reconstruction was limited to the deck, while the concrete arch was preserved as a significant landmark. This choice was made not only due to the tight reconstruction schedule, but especially to preserve the former appearance of such a great structure. The concrete deck was then replaced by new composite steel-concrete girder deck, larger than the former one and with a different static behaviour. Instead of the vertical existing columns, inclined hinged struts connect the deck to the concrete arches. As a result, the end abutments absorb thrusts of about 1000 t each, while the expansion joints are located in the central part of the deck. The bridge is fully compliant with the current construction codes, both for static and seismic actions, with a focus on durability for an expected service life of 100 years. After just one year of work, the Leonardo da Vinci bridge was opened to service in December 2023. This was possible thanks to an in-depth design analysis, together with a careful study of construction issues. Within the Italian infrastructure system, the bridge stands out as an archetype of a fast functional restoration of a great structure yet respectful of its own history.

LA STORIA DEL PONTE LEONARDO DA VINCI

Nel 1951 la provincia di Bologna indisse un concorso per un attraversamento moderno del fiume Reno destinato a collegare il paese di Sasso Marconi - e la S.S. 64 "Porrettana" che lo attraversa - al nuovo casello autostradale della costruenda Autostrada del Sole, fornendo anche un collegamento stabile con la val di Setta sulla S.P. 325.

La sede individuata per l'attraversamento si situò immediatamente a valle della celebre Rupe del Sasso che dà il nome storico al paese prima del riferimento onomastico a Guglielmo Marconi, *enfant du pays* ed inventore della trasmissione radio.

In questo contesto, il nuovo attraversamento acquisì un carattere "speciale" nel panorama italiano dell'immediato dopoguerra, suscitando così

l'interesse dei principali progettisti italiani. A concorrere ci furono, infatti, anche Pierluigi Nervi, Carlo Cestelli Guidi, Sergio Musmeci e Silvano Zorzi, ma il progetto vincitore fu quello del professor Bruno Bottau (1910-1983), docente di Costruzione di ponti all'Università di Bologna, che scelse di superare il Reno con uno schema ad arco a via superiore con luce di 144 m (figura 1).

L'opera venne realizzata tra il 1954 e il 1957 e fu, al momento dell'apertura, il più grande arco in calcestruzzo italiano, poi presto superato dal viadotto Aglio di Oberti sul valico autostradale tra Bologna e Firenze.

L'impalcato, con geometria assai moderna per l'epoca, ospitava due corsie di marcia con una larghezza di 9 m e due marciapiedi, per un totale di

*Corresponding author. Email: s.isani@matildi.com

Per richieste di chiarimenti e commenti all'articolo: <https://www.collegiotecnicacciaio.it/forums/forum/lettori-di-costruzioni-metalliche/>

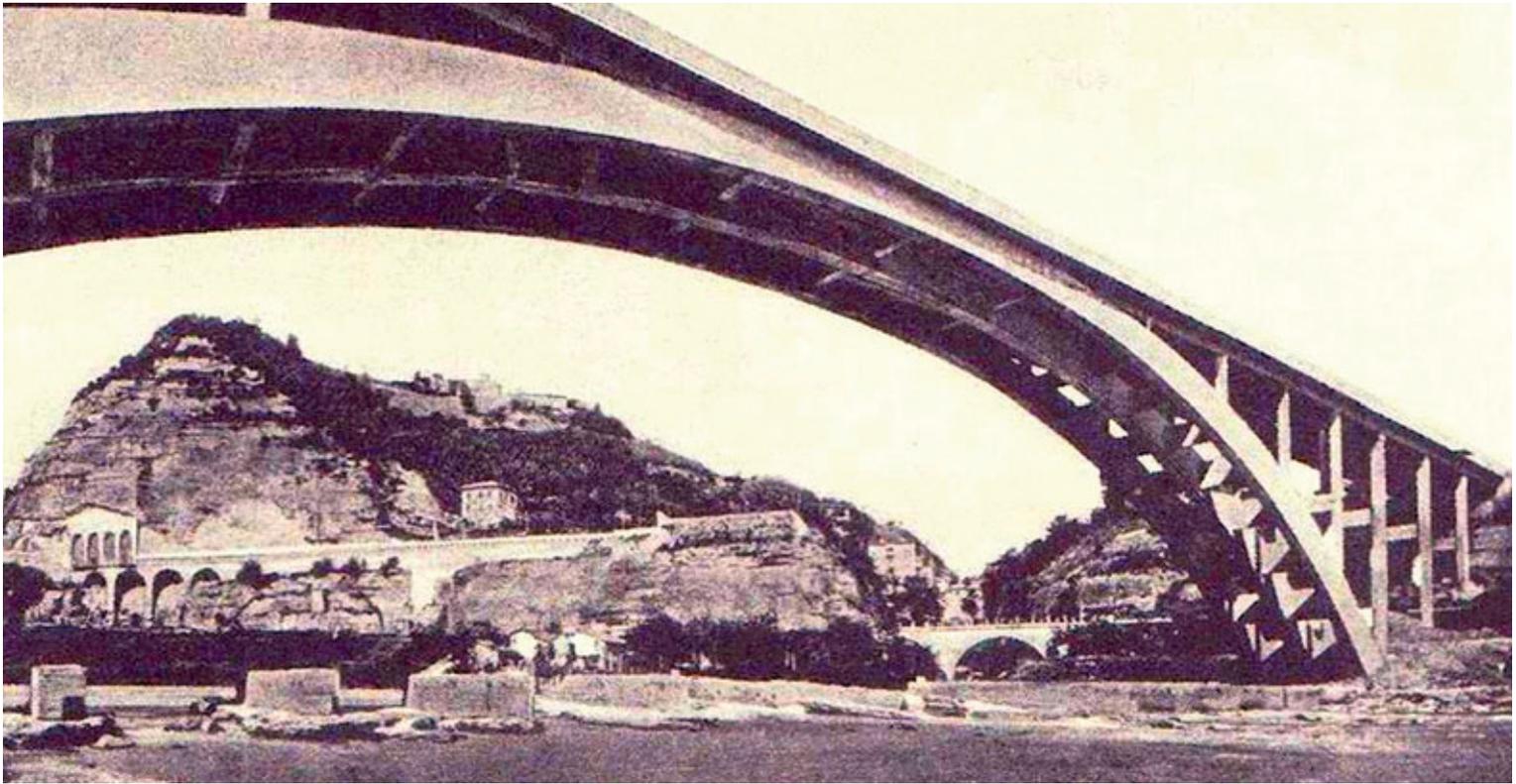


Fig. 1: Il ponte alla fine degli anni 50 con la rupe di Sasso sullo sfondo.

11,70 m. La struttura portante di impalcato prevedeva un graticcio di cinque travi alte 1 m collaboranti con la soletta spessa 20 cm; le travi dispari erano direttamente sostenute dai piedritti verticali poggianti, a loro volta, sui tre grandi archi paralleli.

Gli archi, posti a interasse di 4,6 m, hanno una sezione rettangolare con altezza variabile che supera i 5 m alla base e si riduce a 1,80 m in chiave; essi sono collegati da traversi rettangolari verticali, a loro volta di altezza variabile.

I piedritti verticali scandivano una successione di 17 campate di luce variabile tra i 12 m - sugli archi - e i 14,80 m della campata che scavalca la linea ferroviaria Porrettana. Proprio la presenza della ferrovia aveva indotto una soluzione asimmetrica, con una campata in più in sinistra idraulica; tuttavia, i piedritti del ponte distavano poco più di 1 m dal binario (figura 2).

Oltre ai giunti in spalla, erano presenti quattro giunti di dilatazione intermedi, dei quali i due esterni posti a separazione della porzione di impalcato che insisteva sugli archi dalle porzioni di estremità, mentre i due interni limitavano gli effetti di dilatazioni termiche sui piedritti corti incastrati alle travi ed agli archi.

LO STATO DI FATTO E LA CHIUSURA AL TRAFFICO

Dopo quasi settanta anni di esercizio, l'opera è stata chiusa al traffico nel marzo 2021 per la rottura di un appoggio sulla pila più alta in destra idraulica, che aveva determinato uno slivellamento ben visibile al livello del piano stradale (figura 3). L'evento si inseriva comunque in un quadro di degrado diffuso delle superfici in calcestruzzo, soprattutto all'intradosso e in corrispondenza dei giunti di dilatazione. Degrado in parte fisiologico vista l'età dell'opera e in parte nascosto da un subdolo strato di "intonaco" realizzato agli inizi degli anni Novanta. L'intonaco, negli anni, è stato interessato da distacchi diffusi ma anche dove il distacco non è avvenuto si sono creati degli ampi vani lenticolari tra di esso e il getto pristino, nascondendo degradi e vespai, comunque rari pur in presenza di getti massicci, a testimonianza di una buona qualità del lavoro eseguito 70 anni fa.

Sugli archi le zone di espulsione del copriferro, sede privilegiata di corrosione delle barre di armatura, si concentravano soprattutto all'intradosso della porzione in chiave, laddove la tendenza delle barre tese a raddrizzarsi non era sufficientemente contrastata dalle esili staffe ($\Phi 8/40$) diffusamente rotte.

Altrove, un primo esame visivo aveva rilevato un buono stato complessivo delle superfici degli archi, soprattutto se paragonate a quelle di impalcato; le eccezioni si riscontravano, come era da attendersi, sulle superfici laterali esposte all'atmosfera e nelle zone in corrispondenza dei giunti di dilatazione (figura 4). L'effettivo rilievo dell'estensione e della gravità delle zone degradate è stato, però, possibile solo dopo l'installazione del ponteggio e la rimozione dell'intonaco.

L'INTERVENTO DI RICOSTRUZIONE PARZIALE

La chiusura del ponte ha suscitato disagi gravosi per la popolazione e per rispondere all'esigenza di ripristinare in tempi rapidi il collegamento nella medesima sede tra le due sponde, si è sviluppata l'idea di sostituire l'impalcato esistente con un nuovo impalcato in sistema misto acciaio-calcestruzzo, salvaguardando invece gli archi.

La soluzione progettuale è stata informata non solo dai tempi stringenti e dall'obbligatorietà della posizione precedente, ma soprattutto dal desiderio di conservare l'aspetto identitario dell'opera, così fortemente caratterizzato dal grandioso arco che oltrepassa il fiume Reno.

Ai piedritti verticali storici sono stati sostituiti puntoni tubolari metallici, disposti con inclinazione di 56° in modo pressoché radiale sull'arco. Solo in sinistra idraulica si è inserito un ordine di puntoni con inclinazione opposta, creando un arco-telaio in scavalco della linea ferroviaria che ha permesso di eliminare l'interferenza preesistente.

La geometria inclinata dei puntoni impone uno schema spingente sulle spalle, anch'esse di nuova realizzazione, che si intestano sul terreno roccioso e vi si immorsano tramite un taglione che emerge dall'intradosso della zattera di fondazione. Questa configurazione spingente ha permesso di concentrare le escursioni termiche in prossimità della chiave, laddove sono presenti i due soli giunti di dilatazione dell'opera. Essi separano la

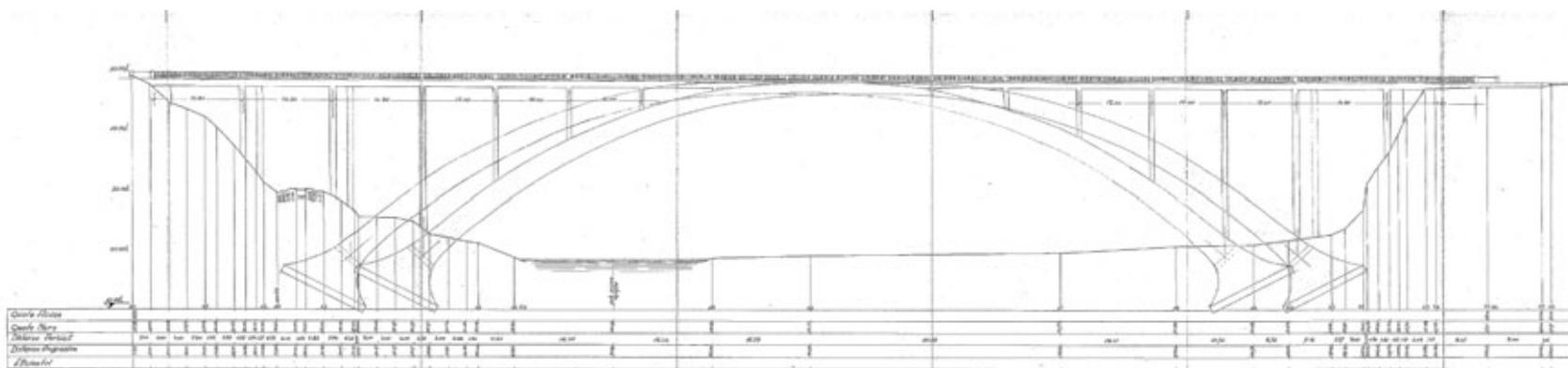


Fig. 2: La traslazione dell'opera storica per l'interferenza con la linea RFI BO-PT.



Fig. 3: L'appoggio "esploso" in un quadro di incipiente degrado dei getti.

porzione centrale di impalcato, che poggia per circa 50 m direttamente sugli archi, dalle porzioni laterali, ciascuna delle quali spinge su una delle due spalle opposte. Questa successione di tre impalcato sostanzialmente indipendenti, i due laterali e quello centrale, è stata funzionale anche alla sequenza realizzativa dell'opera (figura 5).

La nuova larghezza di impalcato è stata aumentata di oltre 4 m, fino a 15,90 m, in modo da affiancare alla carreggiata stradale, adeguata al tipo C2, anche due ampi percorsi ciclo-pedonali laterali larghi 2,5 m.

Naturalmente l'opera è stata adeguata alle vigenti NTC2018 anche in relazione alla azione sismica, risultato non sempre scontato in un arco in calcestruzzo di queste dimensioni, laddove il rischio di ribaltamento laterale non può essere escluso a priori, nonostante la benefica geometria a tre archi paralleli, relativamente snelli nel piano trasversale.

La ricerca del peso ottimale del nuovo impalcato, alla fine leggermente inferiore a quello preesistente, è stata condotta tenendo in opportuna considerazione il fatto che, se da un lato il decremento del peso avrebbe migliorato il comportamento sismico dell'opera, dall'altro esso avrebbe ridotto lo stato di compressione degli archi in calcestruzzo, peggiorandone il comportamento a pressoflessione.

Con non poche iterazioni è stato possibile limitare gli interventi sugli archi ai soli ripristini corticali necessari a garantire una nuova vita utile dell'opera di 100 anni, con locale reintegro delle armature delle sezioni corrose.

Gli interventi di ripristino degli oltre 5000 m² di superficie dei calcestruzzi degli archi sono stati separati, in termini funzionali e in parte temporali, dalle operazioni di demolizione e ricostruzione dell'impalcato. Questa scelta è stata determinante per raggiungere l'obiettivo, assai ambizioso, di riaprire la strada al traffico in un solo anno di lavori, ma ha reso necessario uno studio di dettaglio della capacità degli archi durante



Fig. 4: La chiave dell'arco nel maggio 2021.

tutto il cantiere ed anche dopo la riapertura, prima del completamento dei ripristini.

L'IMPALCATO METALLICO

La struttura d'impalcato è stata semplificata rispetto al ponte esistente, riducendo a tre soltanto le travi principali, poste esattamente in corrispondenza dei tre archi; la luce conseguente degli sbalzi laterali, ciascuna pari a 335 cm, ha suggerito di ordire longitudinalmente la soletta.

Le travi e i traversi, in acciaio S355 verniciato, sono costituiti da elementi a doppio T in composizione saldata, con geometria variabile a seconda del cemento statico e della localizzazione degli stessi nell'opera.

L'orditura longitudinale della soletta ha concesso di controllare correttamente il peso della nuova sezione, più larga di quella preesistente, limitando il getto in C 45/55, con spessore di soli 23 cm, alla sola larghezza carrabile, e realizzando invece in piastra ortotropa i marciapiedi ciclopiedonali esterni. Avendo adottato *prédalle* metalliche collaboranti, la definizione dell'orditura è relativa solamente alla direzione dei tralici, poiché il fondo continuo in lamiera, opportunamente saldato ai bordi e alle travi, assolve adeguatamente al ruolo di armatura di intradosso in ogni direzione in campi pressoché quadrati (figura 6). Nella porzione centrale di impalcato, le travi degenerano in dormienti alti solo 70 cm, giuntati sulla sola anima ai traversi continui, con significativa riduzione dei giunti bullonati (figura 7). Le travi della porzione centrale di impalcato sono, inoltre, dotate di una doppia piolatura: superiore, di solidarizzazione alla soletta, e inferiore, di solidarizzazione agli archi per il tramite di ringrossi in calcestruzzo armato realizzati proprio in estradosso alla zona in chiave, per raggiungere la quota di innesto delle travi.

I puntoni inclinati, realizzati con tubi di diametro esterno di 914 mm e spessore variabile tra 20 e 16 mm, sono disposti ciascuno a collegare

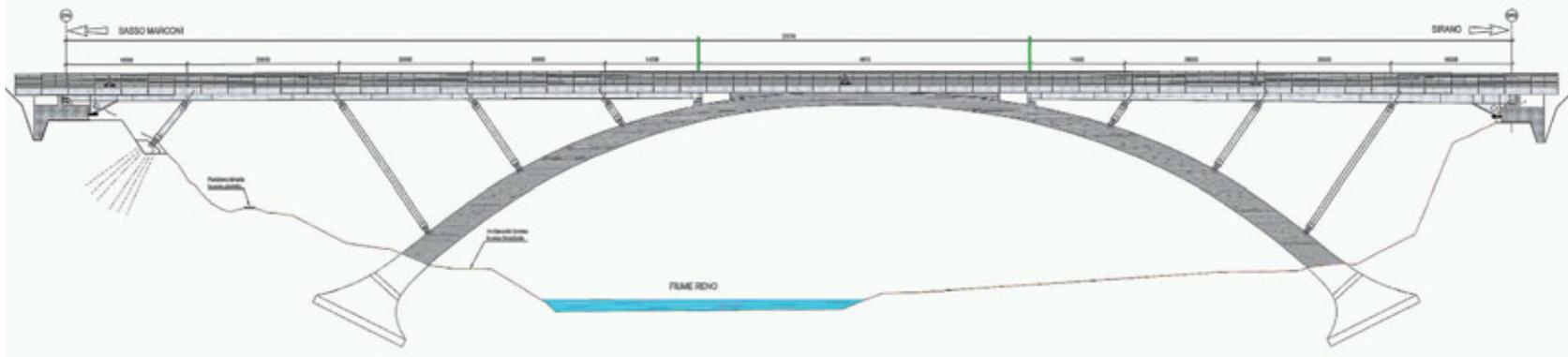


Fig. 5: Il prospetto del nuovo ponte con le tracce dei giunti di dilatazione.

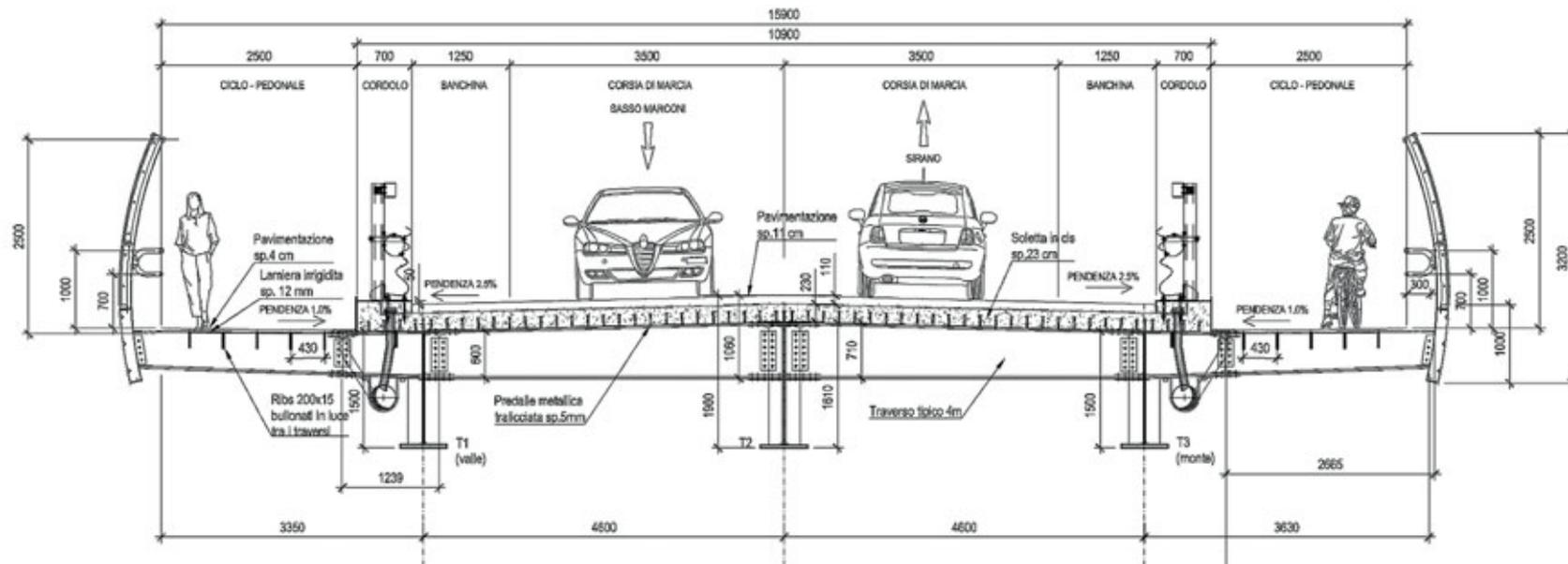


Fig. 6: La sezione trasversale tipo.

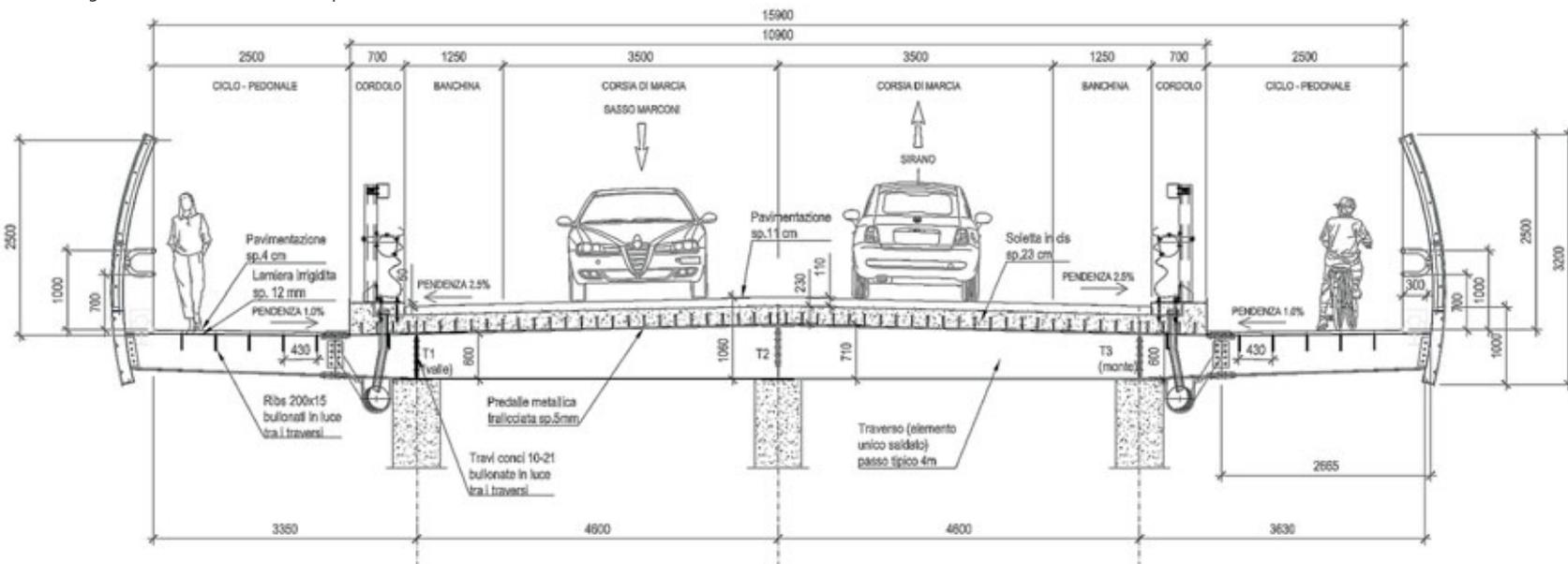


Fig. 7: La sezione trasversale tipo in chiave degli archi.

una trave con il corrispondente arco sottostante, in modo da definire campate di luce tipica di 20 m.

Essi presentano collegamenti a cerniera alle due estremità, realizzati con perni di diametro 200 mm. Lo schema pendolare che ne risulta ha permesso di minimizzare le azioni flessionali sugli archi, semplificando così il collegamento dei puntone agli archi stessi, già dotati di armatura fitta e di grande diametro. Ogni puntone, infatti, si innesta sull'arco tra-

mite una connessione flangiata, sempre compressa, con soli 8 tirafondi M24 inghisati all'arco e una coppia di tacchi di taglio. Anche questa soluzione ha notevolmente ridotto le complicazioni e i tempi costruttivi. La dilatazione termica dell'impalcato è resa possibile da due collegamenti a perno scorrevole, posti in corrispondenza dei giunti di dilatazione, realizzati con acciaio ad alta tenacità tipo *Durostat 400*, con elevate caratteristiche antiusura.

Sulle spalle la spinta delle tre travi è trasferita attraverso appendici triangolari (figura 8) saldate alla piattabanda inferiore che riportano l'azione a contatti lineari Hertziani, anch'essi in acciaio ad alta tenacità. Tale soluzione ha permesso di trasferire spinte massime prossime alle 500 t SLU per ciascun contatto tramite elementi di geometria essenziale e massima semplicità costruttiva.

Tutti gli elementi metallici di impalcato sono stati verniciati con tonalità di grigio analoga a quella degli archi in calcestruzzo preservati.

Oltre alle caratteristiche cromatiche, il ciclo di verniciatura scelto risponde alle prescrizioni di durabilità irrinunciabili per una struttura del genere. Si è scelto perciò un ciclo in tre strati per classe di corrosività C4 con durabilità molto alta (VH), secondo UNI EN 12944 - 5, con uno spessore secco complessivo di 240 µm. Poiché le superfici interne dei puntoni risultavano di fatto non accessibili in cantiere per l'applicazione del ciclo di verniciatura, i puntoni sono stati preliminarmente zincati a caldo in stabilimento e la verniciatura è stata poi applicata soltanto sulla superficie esterna, previa adeguata preparazione della superficie zincata. Oltre alla scelta del trattamento superficiale, due importanti fattori progettuali sono stati nodali per garantire la durabilità dell'opera, ovvero la drastica riduzione delle saldature da effettuare in opera e la semplificazione ricercata in ogni dettaglio costruttivo.

IL MONTAGGIO

L'esiguità degli spazi assegnabili al cantiere aveva, in una prima fase del progetto, suggerito di operare sempre con mezzi di sollevamento leggeri, decostruendo l'impalcato in pezzi di dimensioni molto ridotte, in modo da contenere il peso di ciascuno di essi poco al di sopra delle



Fig. 8: L'appendice lato Sasso Marconi con il contatto Hertziano piramidale.

Fig. 9: Le gru cingolate all'opera per la decostruzione e la successiva ricostruzione.

10 t. Tuttavia, lo studio finale ed accurato dei tempi, reso possibile dalla sinergia con l'impresa costruttrice, ha condotto a installare due grandi gru cingolate a tergo delle spalle esistenti, in grado di operare con sbracci anche di 100 m (figura 9).

Per mantenere la sicurezza della struttura in tutte le fasi di decostruzione e successivamente di montaggio, senza realizzare alcun rinforzo sugli archi, si è scelto di lasciare in opera la porzione di impalcato centrale esistente che sormontava la chiave dell'arco, e di disporre su di essa una zavorra aggiuntiva di circa 170 t, realizzata con due file di comuni blocchi in calcestruzzo. Questa soluzione ha permesso di garantire lo stato di compressione necessario a soddisfare le verifiche a pressoflessione delle sezioni di incastro degli archi in tutte le fasi di intervento.

La fondamentale presenza delle gru cingolate, con la loro possibilità di spostarsi allestite ed anche caricate, ha permesso di iniziare la costruzione delle nuove spalle e lo stesso assemblaggio del nuovo impalcato ancor prima del termine della demolizione. Il montaggio del nuovo impalcato è iniziato nel luglio 2023 con la messa in opera dei puntoni tubolari, dopo meno di quattro mesi dall'inizio della decostruzione dell'impalcato esistente.

I puntoni sono stati sollevati con un bilancino e posizionati con l'autogrù in corrispondenza dei rispettivi ancoraggi, in posizione inizialmente verticale; qui sono stati poi rilasciati, restando sorretti in sommità dai nastri di collegamento di ciascun puntone al successivo, nastri tesi in virtù del peso dei puntoni stessi. Per raggiungere la configurazione finale inclinata, si è agito azionando una terna di *strand-jack*, uno per ciascun puntone, inghisati agli archi. I collegamenti a perno all'estremità dei puntoni hanno avuto, dunque, anche la funzione di consentire i cinematismi di montaggio (figura 10).

In agosto è iniziata la messa in opera dei macroconci di impalcato. Ciascuno di essi, lungo tipicamente 20 m, è stato preassemblato a partire da due conci, tipicamente lunghi 12 e 8 m, saldando di testa le tre travi principali negli spazi invero ridotti delle aree cantiere. A piè d'opera sono state inoltre saldate le *prédalle* metalliche tralicciate collaboranti con le travi principali, le due lastre ortotrope dei camminamenti laterali ed è stato realizzato il collegamento bullonato tra i traversi e il parapetto di bordo.

Questo ha permesso di ottenere un piano di lavoro sicuro e transitabile immediatamente dopo la posa in opera (figura 11).

Così procedendo, i puntoni potevano accogliere direttamente il macroconco di impalcato soprastante, varato e saldato ai puntoni stessi in quota, essendo rimasto appeso alle gru durante le operazioni di saldatura (figura 12).





Fig. 10: Il varo del puntone più lungo (20 m).



Fig. 11: Il varo di un macroconco da 20 m allestito per le operazioni di finitura.

Queste sono state di fatto le uniche saldature effettuate in quota, oltre a quelle, assai più agevoli, dei campi di chiusura delle *prédalle* e della lastra ortotropa. Il giunto tra i macroconci successivi è stato, invece, bullonato con bulloni HRC, con indubbio vantaggio per la rapidità di fissaggio e anche per la durabilità dell'opera, non dovendo qui riprendere in seguito la verniciatura. La saldatura in opera dei macroconci in testa ai puntoni ha invece permesso di recuperare le eventuali differenze geometriche occorse durante la movimentazione ed il posizionamento sugli archi delle flange di fissaggio al piede, essendo stata prevista a progetto la possibilità di disallineamenti fino a 5 cm.

Il principale vantaggio del montaggio adottato, a differenza di un consueto varo incrementale, risiede proprio nella possibilità di svincolare alcune attività dalla successione principale di messa in opera dei macroconci. Questo vantaggio vale, in particolare, per il getto della soletta effettuato alla fine del montaggio in soli due giorni su ciascuna metà di impalcato. Il varo dei macroconci, completamente assemblati così come descritto, ha raggiunto le 100 t di peso movimentato e, simmetricamente rispetto alla decostruzione dell'esistente, il nuovo impalcato è stato montato avanzando dalle spalle verso la chiave dell'arco.

Terminata la costruzione dei due impalcati laterali e gettata la soletta sull'impalcato in destra idraulica, è stato possibile accedere alla chiave dell'arco per rimuovere i blocchi di zavorra e quindi iniziare la decostruzione della porzione centrale, in parte sovrapposta temporalmente al completamento dell'impalcato lato Sasso Marconi. Quindi sono stati realizzati i ringrossi in estradosso agli archi, ai quali sono state solidarizzate, come già descritto, le travi metalliche (figura 13).

Queste operazioni, effettuate con mezzi di sollevamento ordinari, sono avvenute in parallelo al ripristino dell'estradosso degli archi in chiave.

CONCLUSIONI

La ricostruzione del ponte Leonardo da Vinci ha permesso un confronto con molte delle problematiche ricorrenti sulle infrastrutture italiane.

Donare una nuova vita, secondo i moderni standard ingegneristici e viabilistici, a un'opera di rilevante importanza storica e culturale, invecchiata da 70 anni di uso, e forse abuso, è una sfida di grande responsabilità e quanto mai attuale. La realizzazione di un intervento di tale rilievo è stata possibile solo con un attento studio di dettaglio dell'opera tanto dal punto di vista statico e sismico quanto in termini costruttivi.

In quest'ambito, fondamentale è stata la sinergia con le imprese costruttrici, che ha permesso di aprire l'opera al traffico il 21 dicembre 2023, dopo solo un anno di lavori. I ripristini sugli archi sono stati completati nel luglio 2024. La peculiarità dell'intervento, concludiamo con piacere, è stata riconosciuta nell'ambito del XXIX Congresso CTA di settembre 2024 ricevendo il premio "BEST DESIGN AWARD".



Fig. 12: I puntoni in attesa dell'impalcato trattenuti dai nastri.



Fig. 13: Il dormiente in chiave all'arco con la doppia piolatura di estradosso ed intradosso.



GIUSEPPE MATILDI

Socio Fondatore, Legale rappresentante e Direttore Generale della Società di Ingegneria MATILDI+PARTNERS srl di Bologna; Laureato nel 1972 a Trieste è progettista da oltre 50 anni di ponti metallici. Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna dal 1983 al 2007 e titolare del corso di "Teoria e progetto delle costruzioni in acciaio", presso la medesima Facoltà.



VALENTINA ANTONIANI

Ingegnere civile strutturista, si è laureata con lode nel 2019 presso l'Università di Pisa, con una tesi sullo studio del progetto di montaggio tramite varo di punta di un ponte ad arco a via inferiore di luce 150 m.

Sin dalla laurea collabora con la Società di Ingegneria MATILDI+PARTNERS srl di Bologna, nel ruolo di progettista strutturale di opere infrastrutturali, con particolare esperienza nel progetto organico di ponti metallici e nelle valutazioni di sicurezza dei ponti esistenti. Ha partecipato a numerosi interventi di recupero, adeguamento e ricostruzione di ponti e viadotti ed ha seguito, come primo progettista dell'impalcato, l'intero iter di progettazione e costruzione del Ponte II Giugno sul fiume Misa a Senigallia (AN), del Ponte sul fiume Magra tra gli abitati di Albiano Magra e Capriogliola (MS), e del Ponte Leonardo da Vinci a Sasso Marconi (BO).



STEFANO ISANI

Collabora dal 1991, data della laurea con lode presso l'Università di Bologna in Ingegneria Civile Edile, con lo Studio associato MATILDI di Bologna, oggi MATILDI+PARTNERS srl, col ruolo di progettista, coordinatore e responsabile tecnico coinvolto direttamente nella quasi totalità dei progetti sviluppati nell'ultimo trentennio. Ha seguito come correlatore oltre 20 di tesi di laurea magistrale (presso le università di Bologna, Ferrara, Udine, Roma2 e Pisa) e partecipato a oltre 45 seminari in qualità di docente così come ha presentato relazioni ai congressi IABSE nel 2011, EuroDyn 2017, ISI 2019, FABRE 2024, e CTA nel 2011, 2015, 2017 e 2024.



MARCELLO MANCONE

Dopo la laurea in Ingegneria Civile Trasporti presso l'Università di Firenze nel 1998 ha iniziato la propria attività professionale in Politecnica Ingegneria ed Architettura, come collaboratore nel 1999 diventandone socio nel 2008, e successivamente Direttore Tecnico e Vicepresidente del CdA. Nella ultraventennale esperienza professionale, ha da sempre operato nel settore delle grandi infrastrutture complesse come progettista fino ad assumere, nel 2016, il ruolo di Responsabile aziendale del settore Infrastrutture. Project Manager qualificato UNI 11648:2016 n. 188CEPAS, si occupa del coordinamento e della gestione tecnico-economica di commesse in ambito di grandi infrastrutture complesse, per conto dei principali gestori/Enti pubblici e delle imprese di costruzione, assumendo il ruolo di Progettista, Responsabile Integrazione Discipline Specialistiche e Project Manager.

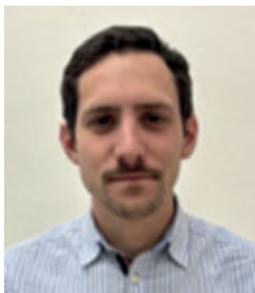


LUCIANO VISCANTI

Laureato in Ingegneria per l'Ambiente ed il Territorio presso l'Università di Firenze nel 2006 inizia a collaborare, a fine 2007, con Politecnica entrando nel team infrastrutture con ruolo di progettista strutturale e geotecnico.

All'attività di progettazione, ha affiancato quella di coordinamento delle discipline specialistiche e di gestione di progetti complessi oltre ad attività di direzione lavori e coordinamento per la sicurezza.

Nel corso degli anni, ha sviluppato specifica esperienza nella progettazione di opere civili a servizio di impianti per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile (geotermico, eolico, idroelettrico) e nella gestione di progetti stradali caratterizzati da importanti opere d'arte (ponti/viadotti).



LORENZO FAETI

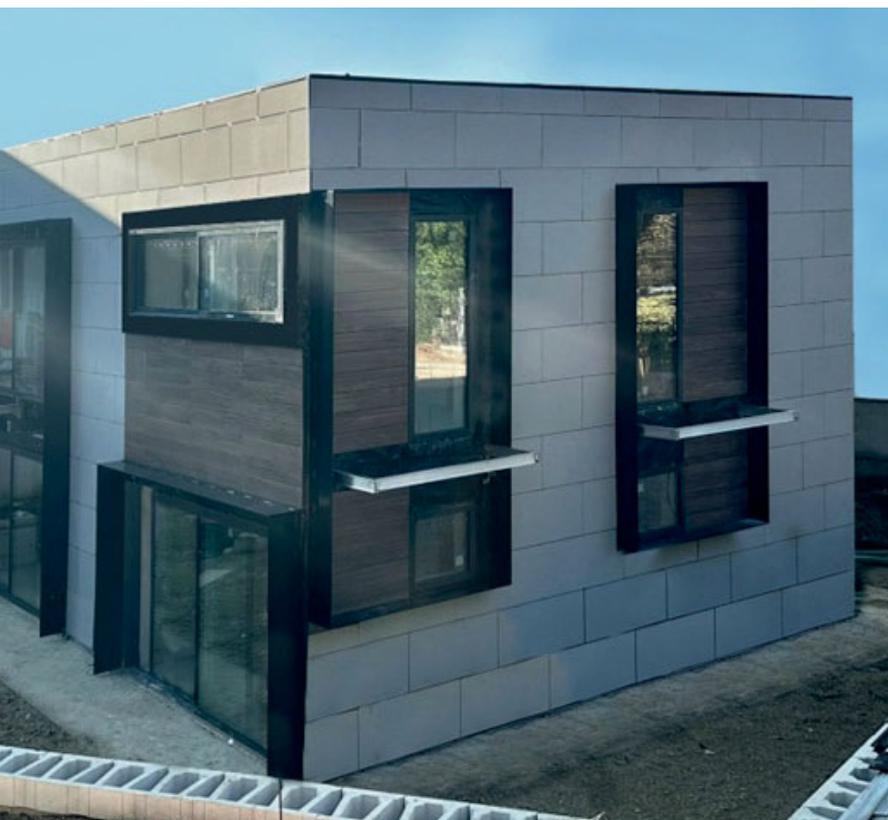
Laureato in Ingegneria Civile presso l'università degli studi Firenze nel 2019 collabora, da subito, con Politecnica nel ruolo di progettista strutturale su progetti per edilizia civile, ospedaliera e di opere d'arte, tema infrastrutturale che ha approfondito nei successivi anni, seguendo progetti nazionali ed internazionali. Ha maturato esperienza anche su ponti e viadotti esistenti svolgendo l'attività di gestione, ispezione, previsione di interventi di recupero e adeguamento (committenti Anas e Albanian Road Authority). Nella sua carriera professionale ha preso parte a diverse progettazioni esecutive, tra le quali spiccano: il nuovo ponte Mackenzie-Wismar sul fiume Demarara in Guyana, le ricostruzioni del ponte sul fiume Magra sulla S.S. 330 " (MS), del Ponte Leonardo da Vinci a Sasso Marconi (BO) e il nuovo Ponte Valdadige sul fiume Adige in località Dolcè (VR).

UN PROTOTIPO PER CASE DI ALLUMINIO IN ZONA SISMICA: CONCEZIONE, PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE

AN ALUMINUM ALLOY HOUSING PROTOTYPE IN SEISMIC AREA: CONCEPTION, DESIGN AND CONSTRUCTION

Federico M. Mazzolani*, Antonio Formisano

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università di Napoli Federico II



Il nuovo prototipo abitativo con struttura in lega di alluminio.

Le leghe di alluminio sono state per lungo tempo considerate materiali secondari nel campo delle costruzioni civili, principalmente per via della scarsa conoscenza delle loro proprietà strutturali e per la mancanza di normative adeguate che ne regolassero l'utilizzo. Fino al 1978, infatti, le leghe di alluminio non avevano trovato applicazioni significative come materiali strutturali, poiché non esistevano indicazioni chiare e precise che ne stabilissero le modalità d'impiego

in edifici e infrastrutture. Fu solo con la pubblicazione nel 1978 delle Prime Raccomandazioni Europee per le Strutture in Alluminio che si iniziò a prendere in seria considerazione le loro potenzialità applicative nel settore delle costruzioni.

Negli anni successivi, lo sviluppo normativo sulle strutture in lega di alluminio si è fortemente rafforzato, culminando nel 2022 con l'emanazione della seconda generazione dell'Eurocodice 9. Questo codice normativo fornisce linee guida dettagliate per la progettazione delle strutture di alluminio, rendendo ancora più affidabile l'applicazione di questo materiale in progetti strutturali anche complessi. Parallelamente, l'evoluzione dell'Eurocodice 8, normativa europea per la progettazione in zona sismica, ha introdotto un nuovo capitolo dedicato a fornire i criteri specifici per l'impiego di costruzioni realizzate con le leghe di alluminio in zone a rischio sismico. Le suddette normative hanno offerto una base solida e affidabile per la progettazione di strutture di alluminio, rendendola una scelta valida e sicura anche in contesti dove la resistenza nei riguardi dei terremoti è un imprescindibile requisito progettuale.

Parallelamente all'evoluzione normativa, si è assistito alla realizzazione di importanti progetti con strutture in alluminio. Alcune di queste opere, caratterizzate da un'innovativa integrazione dell'alluminio in contesti strutturali complessi, hanno ricevuto premi internazionali e stabilito nuovi primati nel campo dell'ingegneria civile. Questi progetti hanno dimostrato non solo la fattibilità dell'uso dell'alluminio per la realizzazione di grandi opere, ma anche i vantaggi ottenuti sfruttando le sue qualità distintive, quali la leggerezza, la resistenza alla corrosione e la facilità di ottenere le più svariate sezioni grazie al processo di estrusione.

In questo contesto innovativo si colloca la realizzazione del primo edificio residenziale in Italia, e probabilmente in Europa, con struttura sismo-resistente interamente realizzata in lega di alluminio. Questo progetto rappresenta un evento pionieristico nel panorama delle costruzioni, poiché è la prima volta che un edificio destinato ad uso abitativo sfrutta completamente le potenzialità delle leghe di alluminio per garantire la sicurezza strutturale in campo sismico.

*Corresponding author. Email: fmm@unina.it

La progettazione di questo edificio, che utilizza le normative sopra menzionate, dimostra come l'alluminio possa rappresentare una valida alternativa all'acciaio, da sempre considerato il materiale metallico di riferimento per le strutture antisismiche.

Il presente articolo descrive nel dettaglio il sistema prefabbricato concepito per la realizzazione di questo edificio residenziale. Il sistema strutturale è stato sviluppato dall'azienda TM Group Srl e rappresenta una soluzione innovativa nel campo delle costruzioni antisismiche. Il sistema è caratterizzato dall'impiego esclusivo di profilati estrusi di alluminio, che vengono assemblati mediante collegamenti meccanici. Questo tipo di configurazione consente di creare una struttura pendolare, capace di sopportare esclusivamente i carichi gravitazionali. Per la dissipazione dell'energia sismica vengono inserite lastre di alluminio con funzione di controventi sismo-resistenti, che vengono opportunamente posizionate in pianta al fine di regolarizzare il comportamento strutturale e che risultano collegate tramite viti auto-perforanti ad alcune colonne dell'edificio.

Nell'articolo vengono analizzate nel dettaglio le singole componenti del sistema strutturale, nonché le tecniche di assemblaggio utilizzate. Partendo dalla descrizione delle parti strutturali che compongono l'edificio, vengono illustrati i vari passaggi del progetto esecutivo e delle fasi di realizzazione. Questo approccio consente di mettere in evidenza le potenzialità dell'alluminio come materiale strutturale innovativo e versatile, capace di competere efficacemente con l'acciaio nel campo delle costruzioni sismo-resistenti.

L'intero progetto non solo dimostra la fattibilità tecnica ed economica dell'alluminio nelle costruzioni moderne, ma evidenzia anche come l'evoluzione normativa e tecnologica stia aprendo nuove possibilità per l'utilizzo di questo materiale in ambiti che fino a poco tempo fa erano riservati esclusivamente a materiali tradizionali. Le leghe di alluminio, infatti, combinano caratteristiche di leggerezza e resistenza meccanica che le rendono ideali per affrontare le sfide delle costruzioni in zone sismiche, dove la capacità di assorbire e dissipare l'energia dei terremoti è cruciale per la sicurezza degli edifici.

Aluminium alloys were practically ignored as structural materials until 1978, when the first European recommendations for aluminium structures were published. Recently, the second generation of Eurocode 9, together with the new seismic design rules for aluminium alloys covered by Eurocode 8, provided a strong and reliable basis for the design of aluminium structures. In the same period, important aluminium structures were built, achieving international awards and significant records.

In this codification and applicative context, the construction of the first residential building in Europe with a seismic-resistant structure entirely made of aluminium alloy is herein presented. This paper provides the illustration of a prefabricated system properly conceived for a residential building.

The structural system is characterized by the exclusive use of extrusion profiles, linked to each other only by mechanical fasteners, representing the gravity-resistant system, integrated by aluminium alloy shear walls, connected to some columns by bolts, as seismic-resistant system. In this paper, starting from the illustration of the various structural parts of the building and the related connection techniques, the structural design and the executive construction phases of the building are shown, by highlighting the potential of aluminium alloys to represent a valid alternative to steel in the design and erection of seismic-resistant buildings.

1. INTRODUZIONE

Nonostante i numerosi vantaggi offerti dalle leghe di alluminio, come la loro leggerezza, l'elevata resistenza alla corrosione e la possibilità di ottenere sezioni complesse tramite il processo di estrusione, l'utilizzo di questi materiali nelle strutture civili è stato a lungo trascurato. Fino agli anni '70, infatti, l'impiego dell'alluminio nelle costruzioni strutturali era fortemente limitato, soprattutto a causa della mancanza di normative specifiche e di una letteratura tecnica adeguata che fornisse linee guida precise per la progettazione strutturale. Nonostante le loro eccellenti proprietà fisiche e meccaniche, le leghe di alluminio erano principalmente utilizzate in settori industriali specifici, come quello aerospaziale, lasciando che materiali tradizionali come l'acciaio e il cemento armato continuassero a dominare il panorama delle costruzioni civili.

Il cambiamento di questo scenario iniziò a manifestarsi nel 1978 con la pubblicazione delle prime Raccomandazioni europee per le strutture in lega di alluminio [1, 2]. Questo documento rappresentò un punto di svolta, poiché per la prima volta veniva fornito un quadro tecnico normativo specifico per l'utilizzo dell'alluminio nelle costruzioni. Da quel momento vennero pubblicati i testi specifici, che spiegavano in dettaglio i principi fondamentali, le metodologie di calcolo e di verifica per l'impiego delle leghe di alluminio nella progettazione strutturale [3-6], contribuendo a diffondere la conoscenza e l'uso di questo materiale anche nel settore delle costruzioni civili. Tuttavia, è solo negli anni successivi che si è assistito a un vero e proprio consolidamento del ruolo dell'alluminio come materiale strutturale, con la pubblicazione della prima edizione dell'Eurocodice 9 da parte del Comitato Europeo di Standardizzazione (CEN), le cui basi sono state illustrate in un testo successivo [7].

A livello nazionale, un ulteriore passo in avanti è stato compiuto nel 2011, quando la Commissione Norme del Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) ha emesso istruzioni specifiche per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di alluminio [8]. Questo documento ha fornito un supporto fondamentale per ingegneri e progettisti, stabilendo criteri progettuali e linee guida per la realizzazione di strutture in lega di alluminio, perfettamente in linea con le metodologie dell'Eurocodice 9. Parallelamente, a livello europeo, la Commissione CEN ha continuato a sviluppare l'aggiornamento dell'Eurocodice 9, noto anche come EN-1999 "Design of Aluminium Structures", fino ad arrivare alla sua ultima edizione approvata nel 2022 nell'ambito del progetto "New Generation for Eurocodes" [9].

Un ulteriore e significativo avanzamento nella normativa internazionale si è verificato più recentemente, con l'aggiornamento dell'Eurocodice 8 (EN-1998 "Design of Structures for Earthquake Resistance"), dedicato alla progettazione delle strutture sismo-resistenti. L'ultima edizione di questa norma [10] ha introdotto, infatti, un capitolo completamente nuovo, che offre linee guida per la progettazione di strutture in leghe di alluminio in contesti sismici. Questa innovazione normativa rappresenta un significativo passo avanti, poiché estende ulteriormente le possibilità d'impiego dell'alluminio nell'edilizia, rendendolo una scelta ancora più competitiva, anche per le costruzioni situate in zone ad alto rischio sismico.

Negli ultimi decenni, l'Italia ha assistito alla realizzazione di numerosi progetti strutturali innovativi che hanno sfruttato i vantaggi delle leghe di alluminio. Tra questi, si possono citare alcune opere realizzate in Italia, che hanno ottenuto importanti riconoscimenti internazionali e stabilito nuovi primati nel campo dell'ingegneria civile. Ad esempio, nel 1985 furono costruiti otto carriponte presso l'impianto di trattamento delle acque reflue Po-Sangone a Torino [11], seguite, nel 1986, dalla realizzazione di una torre per antenne paraboliche a Napoli, che ottenne il secondo premio europeo nella competizione "Hundred Years

of Aluminium” [12]. Un altro progetto notevole è il restauro del primo ponte sospeso in ferro d'Italia (1832), che, dopo essere stato demolito nel 1943 dall'armata germanica in ritirata, nel 1998 fu ricostruito come primo ponte italiano con un impalcato completamente realizzato in alluminio [13]. Nel 2009, un altro evento di eccellenza in Italia è stata la costruzione delle due cupole geodetiche più grandi del mondo (diametro 144 m) presso la centrale termoelettrica ENEL di Torrevaldaliga nord (Civitavecchia), che nel 2012 hanno ricevuto il premio europeo “European Aluminium Award” per l'importante innovazione strutturale [14]. In questo contesto di crescente eccellenza e sviluppo tecnologico, un progetto di particolare rilievo che viene in questa sede presentato è la costruzione del primo edificio residenziale in Italia, e probabilmente in Europa, con una struttura antisismica realizzata interamente in lega di alluminio. Questo progetto rappresenta un'innovazione nel campo delle costruzioni antisismiche e un ulteriore passo avanti nella dimostrazione delle potenzialità dell'alluminio come materiale strutturale sicuro e competitivo con altri materiali da costruzione.

L'articolo si propone di illustrare dettagliatamente le fasi di concezione, progettazione e realizzazione del sistema prefabbricato impiegato per la costruzione di questo edificio. Il sistema strutturale adottato si basa esclusivamente sull'utilizzo di profili estrusi di alluminio, progettati meticolosamente per ottimizzare sia le prestazioni strutturali che le fasi di assemblaggio. Una delle principali innovazioni introdotte è l'eliminazione della saldatura, che potrebbe ridurre localmente la resistenza del materiale, a favore di connessioni meccaniche che preservano l'integrità e le proprietà meccaniche dell'alluminio.

Il sistema strutturale è composto da elementi incernierati tra loro, progettati per sopportare i carichi gravitazionali. Per garantire la necessaria resistenza sismica, vengono impiegate lastre in lega di alluminio collegate alle colonne tramite dispositivi di fissaggio meccanici. Questa configurazione permette di ottenere un sistema altamente efficiente dal punto di vista sismico, oltre a garantire facilità di montaggio e di assemblaggio grazie alla leggerezza del materiale. Il sistema di connessioni bullonate, infatti, rende il montaggio in cantiere simile a quello di un “meccano”, velocizzando notevolmente le operazioni e riducendo i tempi complessivi di costruzione.

L'articolo, dopo aver delineato lo schema strutturale dell'edificio e descritto i vari componenti, si sofferma sull'analisi numerica del comportamento strutturale, evidenziando le prestazioni sismo-resistenti del sistema. Infine, vengono illustrate le fasi costruttive, dimostrando la fattibilità e l'efficienza delle leghe di alluminio nelle applicazioni strutturali in aree sismiche, aprendo nuove prospettive per l'utilizzo di questo materiale in edifici destinati all'edilizia residenziale.

2. SCHEMI STRUTTURALI, MEMBRATURE E COLLEGAMENTI

L'edificio oggetto del presente studio si trova nel comune di Sant'Elpidio a Mare, in provincia di Fermo, una località situata in zona sismica di seconda categoria secondo la normativa vigente sulla classificazione sismica del territorio italiano. L'edificio è stato realizzato a seguito di demolizione di un fabbricato con struttura in muratura che versava in precarie condizioni di conservazione (figura 1a) ed ha beneficiato degli incentivi fiscali del Superbonus 110% di cui al D.L. n.34 del 19/05/2020 e ss. mm. ii. La struttura ha una superficie totale di 96 m², distribuiti su due livelli sovrapposti aventi ciascuno un'altezza interpiano di 3 m. Il livello superiore dell'edificio risulta coperto da un solaio piano. L'immobile accoglie due unità residenziali di tipo duplex, entrambe progettate con la medesima distribuzione planimetrica (figura 1b). Ogni unità presenta una pianta di 6 × 8 m, il che si traduce in una superficie di 48 m² per piano, per un totale di 96 m² complessivi



Fig. 1a: L'edificio originario in muratura oggetto di demolizione.



Fig. 1b: Inquadramento planimetrico dell'edificio oggetto di studio ed organizzazione degli spazi esterni nel lotto di pertinenza.

per ciascuna abitazione. Le unità abitative dispongono di balconi sporgenti su due lati, che contribuiscono anche all'aspetto estetico dell'edificio, arricchendolo con elementi di movimento volumetrico e proiezioni esterne che favoriscono la luminosità interna e la ventilazione naturale.

Ogni unità residenziale è sviluppata su due piani collegati tra loro tramite una scala interna. Questa scala è prefabbricata e la sua struttura è completamente indipendente da quella principale dell'edificio. Tale soluzione progettuale presenta molteplici vantaggi: da un lato, consente una maggiore libertà nella progettazione della distribuzione interna, mentre dall'altro offre benefici dal punto di vista del comportamento strutturale, soprattutto in relazione alle sollecitazioni sismiche. L'indipendenza della scala dalla struttura principale riduce infatti le interferenze tra le due strutture in caso di eventi sismici, evitando allo stesso tempo che la scala possa condizionare negativamente con la sua rigidità la regolarità strutturale dell'edificio. In figura 2 a,b,c,d sono visibili sia le planimetrie che i prospetti e le sezioni dell'edificio. Dal punto di vista strutturale, l'edificio è realizzato con un sistema portante costituito da pilastri e travi principali, che formano l'ossatura dell'intera costruzione. Sia i solai che la copertura piana sono sostenuti da un'orditura di travi principali e secondarie. Queste travi sono a loro



Fig. 2: Pianta del piano terra (a) e del primo livello (b), prospetti (c) e sezioni (d) dell'edificio.

volta collegate a un impalcato continuo ligneo costituito da un doppio tavolato incrociato di pannelli OSB (Oriented Strand Board), che assicura la distribuzione dei carichi statici e dinamici, configurandosi, con riferimento alle azioni sismiche, come un orizzontamento dotato di un'adeguata rigidità nel proprio piano.

La griglia strutturale dei pilastri segue una disposizione regolare, con un modulo di 2 x 2 m, che garantisce una distribuzione uniforme dei carichi su tutta la struttura. I pilastri che compaiono nelle planimetrie di figura 2a,b sono solo indicativi; la distribuzione reale dei pilastri è quella rappresentata in figura 3. Tuttavia, nella zona interna dell'edificio si notano alcune eccezioni a questa configurazione standard, dovute a specifiche esigenze di distribuzione degli spazi. In particolare, vi è un pilastro isolato, posizionato nella parte interna della costruzione, che presenta un interasse ridotto di 1 m rispetto agli altri elementi strutturali. Questa scelta è stata dettata da necessità distributive, ma anche per garantire un maggiore supporto in un punto critico della struttura, senza compromettere la funzionalità degli spazi abitativi. Nel contesto di un'area a rischio sismico, tutte queste soluzioni progettuali – dalla struttura prefabbricata della scala all'indipendenza di questa dalla struttura dell'edificio, fino alla particolare disposizione

dei pilastri – sono state pensate per migliorare le prestazioni dell'edificio in caso di eventi sismici. L'attenzione ai dettagli strutturali, unita alla funzionalità e al comfort degli spazi abitativi, rende questa costruzione un esempio di architettura moderna capace di coniugare sicurezza, efficienza e design.

La tipologia strutturale dell'edificio in esame è suddivisa in due parti principali, ognuna delle quali è progettata per rispondere a specifiche esigenze di carico. Nello specifico, una parte è dedicata alla resistenza ai carichi gravitazionali, mentre l'altra è concepita per garantire la resistenza alle sollecitazioni orizzontali, come quelle generate dal vento e dai terremoti.

La parte resistente ai carichi gravitazionali è composta da un sistema di travi e pilastri collegati tra loro tramite giunti bullonati. Questo sistema crea una configurazione pendolare globale, che è capace di sopportare esclusivamente carichi verticali. Tale configurazione, per quanto efficace nel sopportare il peso proprio dell'edificio e i carichi permanenti e variabili verticali, non è in grado di fornire resistenza nei riguardi delle forze orizzontali. Pertanto, per rispondere alla necessità di resistere alle azioni orizzontali, l'edificio risulta dotato di un sistema sismo-resistente costituito da controventi verticali posizionati su

ciascuna facciata. Questi controventi sono installati in alcune campate di larghezza pari a 2 m e sono formati da lastre a taglio in alluminio dello spessore di 4 mm. Le lastre sono rivettate a speciali alette integrate nelle colonne, ottenute attraverso il processo di estrusione delle colonne stesse. Tali lastre in lega di alluminio funzionano da elementi di controvento, riducendo le deformazioni laterali dell'edificio e garantendo la sua stabilità strutturale sotto azioni sismiche e da vento. I principali elementi strutturali dell'edificio possono essere suddivisi in tre categorie, a seconda del loro ruolo e dei materiali impiegati:

- 1. Struttura di elevazione:** I pilastri e le travi, realizzati in profili estrusi, sono costituiti con una lega di alluminio 6063-T6, con caratteristiche meccaniche ($f_0 = 160 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 195 \text{ N/mm}^2$; $A = 8 \%$) adatte allo scopo e con elevata resistenza alla corrosione. Anche i pannelli a taglio, utilizzati per il controvento, sono realizzati con la stessa lega. Questo sistema di travi e pilastri, combinato con le lastre a taglio, garantisce la necessaria resistenza dell'edificio ai carichi verticali e orizzontali.
- 2. Fondazioni:** La struttura alla base dell'edificio è costituita da una fondazione a platea di calcestruzzo armato sormontata da costolature con funzione di cordoli di collegamento fra le colonne dell'edificio. Le basi delle colonne vengono ancorate alla struttura fondazionale mediante piastre continue di acciaio e barre di acciaio zincato. In particolare, ciascuna colonna di alluminio risulta ancorata mediante giunzioni bullonate ad elementi di attesa di acciaio zincato, saldati alle predette piastre, in modo da evitare l'uso di saldature alla base degli elementi verticali di alluminio.
- 3. Collegamenti:** Tutti i collegamenti tra i vari elementi della struttura - travi, pilastri, lamiere - vengono realizzati mediante bulloni di acciaio zincato e viti auto-perforanti di acciaio inossidabile. È importante sottolineare che l'intera struttura in elevazione è priva di giunti saldati; questa scelta progettuale di base è stata fatta per migliorare la flessibilità e la facilità delle operazioni di trasporto ed assemblaggio dell'edificio, riducendo al contempo i potenziali punti di debolezza dovuti alla presenza delle zone termicamente alterate indotte dal calore prodotto durante il processo di saldatura.

La figura 3 a,b fornisce una rappresentazione grafica della disposizione planimetrica delle colonne e delle travi sui due livelli dell'edificio. Questa disposizione è stata studiata per garantire una distribuzione equilibrata dei carichi e delle rigidità all'interno della struttura.

In particolare, la distribuzione delle pareti di taglio, indicata dalle linee tratteggiate in figura 3 a,b, ha l'obiettivo di allineare il baricentro delle rigidità strutturali il più possibile a quello delle masse. Questo accorgimento progettuale è fondamentale per ridurre al minimo gli effetti torsionali indesiderati, che potrebbero manifestarsi durante l'evento sismico.

Le colonne presenti nel sistema strutturale possono essere suddivise in due categorie principali, in base alla tipologia di sollecitazioni cui sono

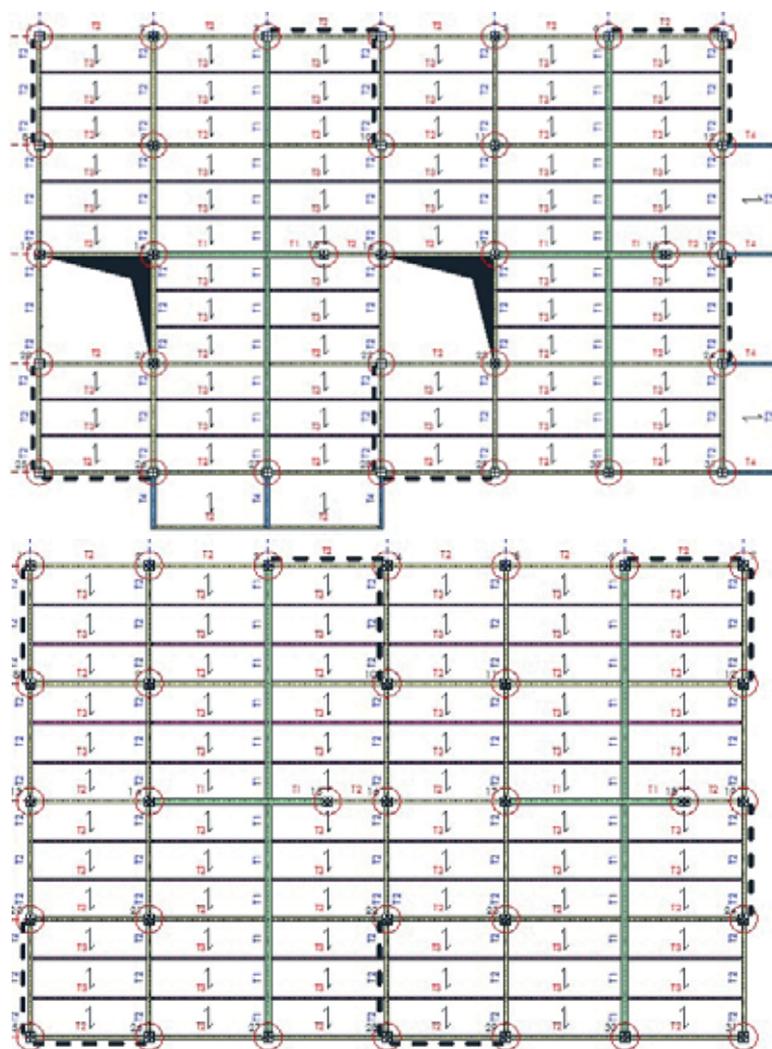


Fig. 3: Carpenterie del primo (a) e secondo (b) livello.

sottoposte: colonne di tipo A, che sopportano esclusivamente carichi assiali; colonne di tipo B, che devono invece resistere sia a carichi assiali che a sollecitazioni flessionali.

Le colonne di tipo A sono costituite da due elementi coassiali distinti e separati. Il primo elemento è una sezione cava esterna di forma quadrata, con dimensioni di 160x160x5 mm, realizzata in modo da ospitare al suo interno il secondo elemento strutturale, costituito da quattro profili angolari di dimensioni 65x65x8 mm. Questi profili angolari sono posizionati all'interno della sezione cava e disposti in serie lungo guide dedicate che ne garantiscono il corretto allineamento.

I profili angolari interni sono dimensionati per resistere ai carichi verticali in regime di pura compressione assiale, mentre gli effetti di *buckling* vengono impediti dalla sezione esterna, che ha il compito esclusivo

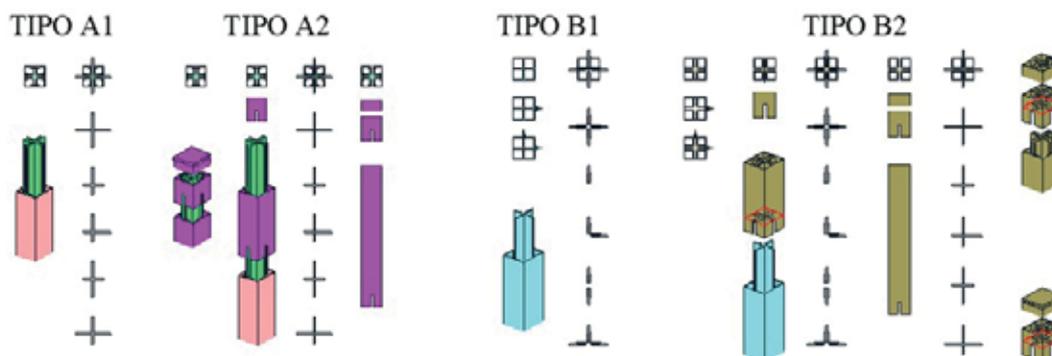


Fig. 4: Colonne tipo A e tipo B (1: primo livello; 2: secondo livello).

di garantire la stabilità complessiva delle colonne tipo A. Si ottiene così un comportamento analogo a quello dei dispositivi BRB (Buckling Restrained Braces), utilizzati come controventi con eguale resistenza sia a trazione che a compressione.

Le colonne di tipo B svolgono una doppia funzione all'interno della struttura, in quanto sono progettate non solo per sopportare i carichi assiali verticali, ma anche per resistere alle sollecitazioni flessionali, che possono derivare dalla loro appartenenza ad elementi controventati o dalla presenza di elementi a sbalzo.

La configurazione della sezione trasversale delle colonne di tipo B varia tra i diversi livelli della struttura. Al primo piano, la colonna è costituita da un unico profilo estruso, dove la sezione scatolare quadrata è integrata all'interno di una sezione cruciforme. Al secondo piano la colonna mantiene la stessa forma esterna, ma al suo interno gli spessori della sezione a croce si sdoppiano per accogliere i quattro angoli interni provenienti dal piano inferiore. La descrizione delle viste in pianta e tridimensionali delle colonne di tipo A e B viene rappresentata in dettaglio nella figura 4.

A seconda del tipo di colonna, vengono impiegati due diversi sistemi di collegamento trave-colonna (figura 4):

1. **Collegamento trave-colonna di tipo A:** In questo caso, l'elemento di collegamento è costituito da un estruso a forma di croce con un'altezza pari allo spessore del solaio. La croce si inserisce negli spazi creati tra i quattro profili angolari interni alla colonna e viene fissata mediante bullonatura, garantendo un collegamento stabile e rigido tra la trave e la colonna.
2. **Collegamento trave-colonna di tipo B:** Poiché la sezione trasversale delle colonne di tipo B varia tra il primo e il secondo piano, il collegamento con le travi deve essere di conseguenza adattato. Al livello del primo solaio, la croce, già presente all'interno della sezione cava della colonna al primo piano, viene estesa rimuovendo meccanicamente parte del perimetro superiore della colonna. L'elemento che collega questa croce alle travi è un estruso a forma di "diapason", con un'altezza corrispondente a quella del solaio. Il lato aperto del diapason abbraccia una delle sezioni della croce e viene bullonato ad essa, mentre lo stelo del diapason si inserisce nelle doppie flange delle travi di Tipo 1 e Tipo 2, assicurando così il collegamento attraverso bulloni. Il numero di elementi a forma di diapason necessari varia in funzione della posizione della colonna: centrale, perimetrale o angolare.

Per quanto riguarda i collegamenti tra le colonne ai diversi livelli dell'edificio, le colonne di tipo A e tipo B presentano soluzioni strutturali differenti, a causa delle loro diverse funzioni.

- **Colonne di tipo A:** Non è necessario prevedere un collegamento tra

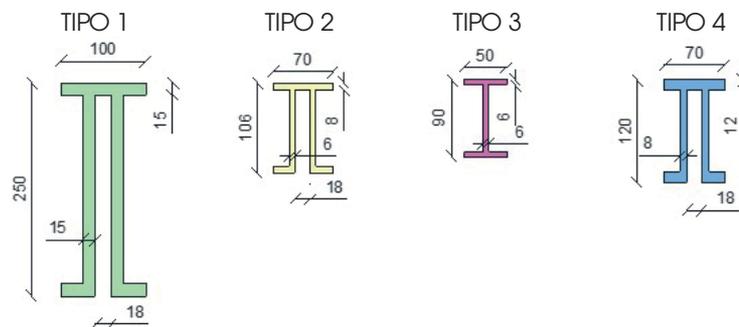


Fig. 5: Tipologie di travi.

la parte inferiore e quella superiore delle colonne di questa tipologia. Questo perché la sezione portante è costituita esclusivamente dai quattro profili angolari che sopportano i carichi assiali verticali e si sviluppano in modo continuo per tutta l'altezza dell'edificio. Pertanto, la sezione scatolare esterna, che ha un ruolo meramente stabilizzante per evitare instabilità sotto carico, non richiede una continuità strutturale tra il primo e il secondo livello.

- **Colonne di tipo B:** Per queste colonne, che oltre a sopportare carichi verticali, devono resistere anche a sollecitazioni flessionali, soprattutto durante eventi sismici o in presenza di azioni da vento, svolgendo quindi un ruolo importante nella funzione sismo-resistente dell'interno del sistema strutturale, è essenziale garantire una continuità strutturale tra la parte inferiore e quella superiore di tali membrature. Questo viene ottenuto collegando il perimetro esterno della colonna superiore di tipo B ai quattro lati della croce centrale che sporgono sopra la colonna inferiore. Il collegamento tra le due sezioni avviene mediante bulloni passanti, che garantiscono una connessione rigida e stabile, capace di trasferire sia i carichi assiali che le sollecitazioni flessionali tra i due livelli successivi.

Le travi, come illustrato in figura 5, si suddividono in quattro tipologie distinte, a seconda della loro posizione e funzione strutturale:

1. **Travi principali:** Le travi di Tipo 1 e Tipo 2 sono direttamente collegate alle colonne e costituiscono l'ossatura portante principale della struttura.
2. **Travi secondarie:** Le travi di Tipo 3 sono responsabili di sostenere direttamente il solaio e dividono la griglia strutturale principale (di 2 m) in tre parti, fornendo supporto aggiuntivo e ridistribuendo i carichi agenti.
3. **Travi a sbalzo:** Le travi di Tipo 4 sono progettate specificamente per la struttura dei balconi e altre parti della costruzione che presentano elementi a sbalzo.

I collegamenti bullonati trave-colonna variano per i due tipi di colonne: per le colonne tipo A avvengono attraverso elementi cruciformi con dimensioni variabili in relazione alla posizione della colonna (centrale, di perimetro, d'angolo) (figura 6 a, b); per le colonne tipo B attraverso elementi a forma di "diapason" (figura 6 c).

I collegamenti bullonati trave-trave avvengono attraverso l'uso di elementi estrusi a forma di T. A seconda della sezione della trave da collegare, questi elementi possono avere una o due flange, che vengono abbinate rispettivamente a travi che presentano sezioni con una o due flange. In figura 6 sono illustrati i casi di travi T2-T3 a tre vie (figura 6 d), di travi T1-T2 a quattro

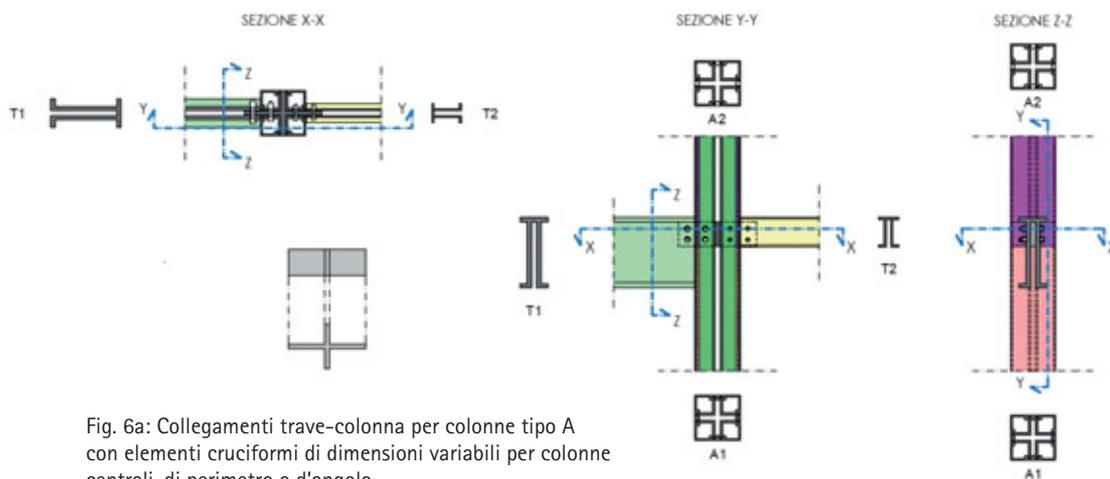


Fig. 6a: Collegamenti trave-colonna per colonne tipo A con elementi cruciformi di dimensioni variabili per colonne centrali, di perimetro o d'angolo.

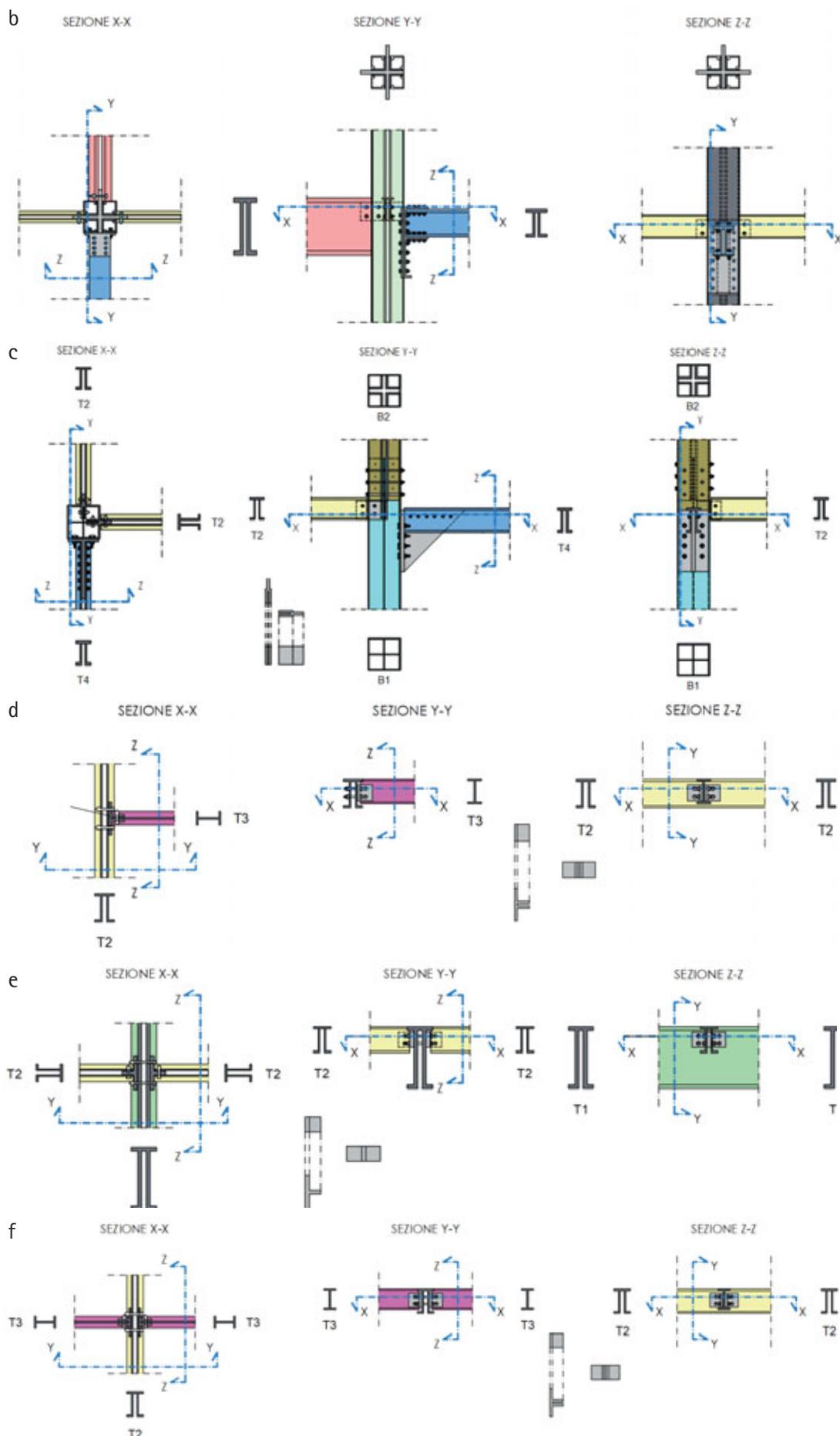


Fig. 6b-f: Collegamenti trave-colonna e travi principali-travi secondarie: (b) Colonne tipo A, con elementi cruciformi; (c) Colonne tipo B, con elementi a forma di diapason; (d) Collegamenti travi T2-T3 a tre vie; (e) Collegamenti travi T1-T2 a quattro vie; (f) Collegamenti travi T2-T3 a quattro vie.

vie (figura 6 e) e di travi T2-T3 a quattro vie (figura 6 f).

La fondazione dell'edificio è costituita da una soletta a zattera nervata in cemento armato, con uno spessore di 30 cm e nervature emergenti di 20 cm (figura 7 a,b). Sotto la soletta principale si trova un magrone di base con spessore pari a 10 cm, al di sotto del quale sono previsti scavi di approfondimento alti 120 cm in corrispondenza delle costole superiori della fondazione (figura 7 c). Tali scavi, riempiti con getto di calcestruzzo magro, sono necessari per trasferire i carichi provenienti dalla sovrastruttura a strati di terreno più profondi e resistenti, situati al di sotto del livello del magrone di base. Questa soluzione tiene conto delle scarse caratteristiche meccaniche del suolo immediatamente a contatto con il magrone. Attraverso la configurazione degli scavi e delle nervature, le sollecitazioni vengono trasferite a strati di terreno più profondi, con migliori proprietà prestazionali.

Nelle posizioni corrispondenti alle colonne vengono annegati nel getto delle nervature della fondazione i tirafondi di ancoraggio dei dispositivi di acciaio zincato, destinati ad accogliere la base delle colonne (figura 7 d, e) e che differiscono in relazione alla tipologia della colonna tipo A o tipo B.

3. ANALISI NUMERICHE

Nella struttura in esame la capacità di resistere alle azioni orizzontali (vento e sisma) viene affidata agli elementi verticali di controventamento. Nel caso specifico, questi controventi sono ottenuti collegando tra loro due colonne tipo B attigue su due piani consecutivi mediante una lamiera sottile in lega di alluminio. Quando la struttura è soggetta a carichi orizzontali, in queste lamiere si formano bande di trazione diagonali, che insieme alle colonne creano un sistema reticolare piano in grado di resistere alle azioni laterali agenti. Posizionando tali elementi di controventamento su ogni lato del perimetro della pianta dell'edificio (quattro nella direzione longitudinale e sei in quella trasversale), si ottiene un sistema tridimensionale (3D) che garantisce la resistenza alle azioni orizzontali provenienti da qualsiasi direzione (figura 3).

La funzione di distribuire le azioni sismiche ai controventi perimetrali è affidata all'impalcato che sovrasta le travi di piano e che è collegato direttamente a esse. Questo impalcato è realizzato con un doppio tavolato ligneo a orditura incrociata, costituito da elementi sovrapposti (pannelli OSB = Oriented Strand Board) e connessi tra loro e alla struttura, in modo da formare un sistema complessivamente rigido nel proprio piano che funge da diaframma, capace di trasferire le forze orizzontali ai controventi.

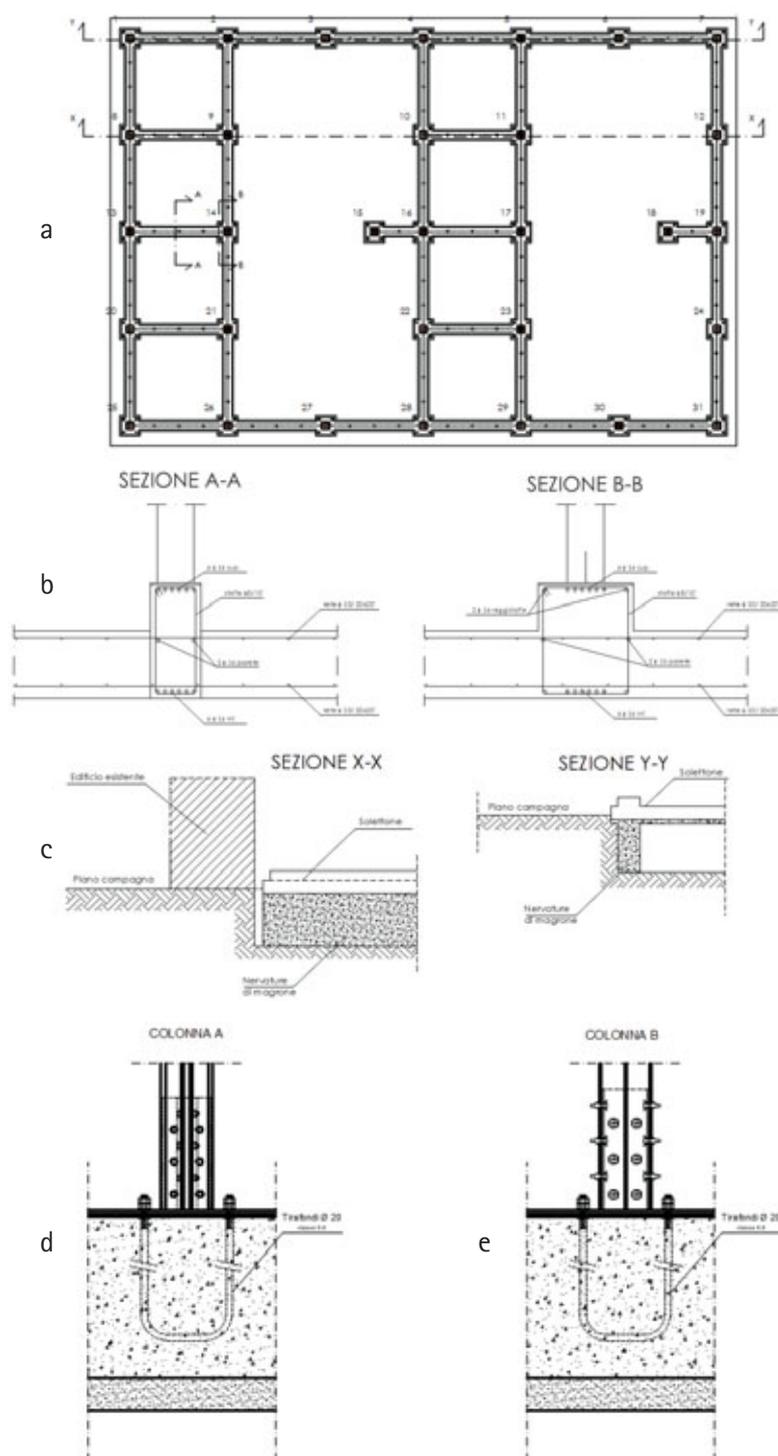


Fig. 7: Carpenteria (a) e sezioni (b, c) della struttura di fondazione con i particolari di attacco delle colonne ai cordoli di base (d, e).

L'analisi strutturale è stata sviluppata in due fasi successive, utilizzando due modelli di calcolo distinti:

1. **Modello piano del sistema di controventamento:** Questo modello preliminare è stato utilizzato per stabilire una relazione di equivalenza tra il sistema di controventamento a shell (che rappresenta la lastra di controvento in lamiera) e un sistema a diagonale equivalente. Questo approccio ha consentito di semplificare l'analisi dei controventi riducendo il modello complesso a uno più gestibile e rappresentativo del comportamento fisico reale.
2. **Modello spaziale completo dell'organismo strutturale:** Il secondo modello di calcolo considera l'intera struttura, comprendente travi,

colonne, solaio e controventi, per ottenere una visione completa delle sollecitazioni che agiscono sia sugli elementi strutturali che sui collegamenti. Questo modello è stato utilizzato per analizzare sia il comportamento delle membrature e dei collegamenti, sia la risposta della fondazione sotto i carichi applicati.

Nel modello piano iniziale dell'elemento di controventamento, la lamiera di alluminio è stata considerata come un elemento bidimensionale (*shell*). Per effetto dei carichi orizzontali crescenti, la lamiera tende a instabilizzarsi formando bande di tensione diagonali. Questo comportamento fisico ha consentito di semplificare ulteriormente il modello, rappresentando la lamiera come un sistema a diagonale equivalente con le stesse proprietà geometriche e materiali. La larghezza di questa diagonale è stata calcolata secondo il metodo di Chern e

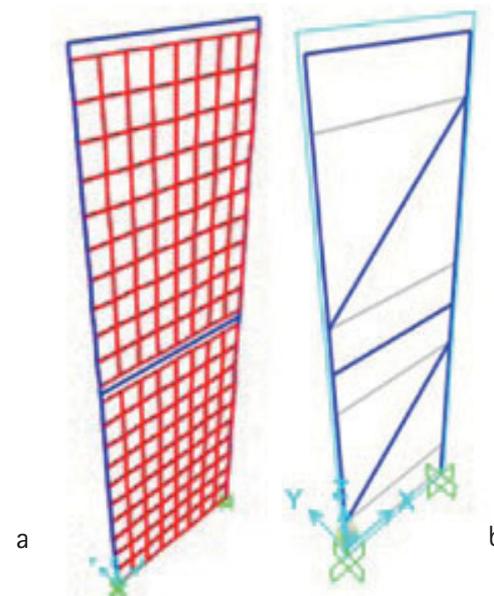


Fig. 8: Modellazione agli elementi finiti con elementi shell (a) e truss (b) delle lastre a taglio in lega di alluminio.

Ostapenko (15), ottenendo un valore di 707 mm.

Il modello semplificato è stato poi verificato utilizzando il software SAP2000. La lamiera di alluminio è stata inizialmente modellata come elemento bidimensionale (elemento *shell*, come mostrato in figura 8 a) e successivamente schematizzata come elemento monodimensionale a diagonale equivalente (elemento *truss*, come mostrato in figura 8 b). Applicando gli stessi carichi orizzontali a entrambi i modelli, è stata verificata l'equivalenza tra di essi in termini di spostamento e, di conseguenza, di rigidità laterale. Questa verifica ha confermato la validità della semplificazione proposta, permettendo di utilizzare il modello a diagonale equivalente per le successive analisi strutturali.

La discretizzazione ideale del pannello, modellato come elemento shell, è stata ottenuta mediante una preliminare analisi di sensibilità della mesh, che ha permesso di individuare un passo ottimale di 25 cm. Questa discretizzazione garantisce una rappresentazione accurata del comportamento strutturale del pannello. Il modello, sottoposto a forze orizzontali, ha fornito uno spostamento massimo in sommità di circa 5 mm.

In parallelo, per la modellazione del pannello come diagonale equivalente, a parità di carichi orizzontali applicati, lo spostamento in sommità risultante è stato pari a 6 mm. Attesa la lieve differenza tra i valori di spostamento ottenuti dai due modelli, la scelta è ricaduta, a vantaggio di sicurezza, sull'uso del modello a diagonale equivalente. Dopo aver completato la modellazione piana dei sistemi sismo-resistenti, si è proceduto con la creazione di un modello tridimensionale

dell'intera struttura, sempre utilizzando il software SAP2000. Questo modello 3D rappresenta fedelmente la struttura nella sua configurazione reale, con tutti i dettagli relativi alla geometria e alle connessioni, comprese le travi continue di fondazione ancorate al solettone di base. Tale modello di calcolo tridimensionale, illustrato in figura 9, ha consentito di analizzare e valutare il comportamento strutturale globale, tenendo in conto della interazione fra fondazione e sovrastruttura sotto l'azione di carichi statici e dinamici.

Per simulare le sollecitazioni sismiche, sono state applicate alla struttura le forze statiche equivalenti al sisma, modellate attraverso il software SAP2000. Questo ha permesso di calcolare le sollecitazioni che agiscono sugli elementi strutturali, consentendo di eseguire le necessarie verifiche di resistenza, stabilità e deformabilità.

Nell'ambito dell'analisi del comportamento globale della struttura, tutti i collegamenti, essendo realizzati tramite bullonatura, sono stati assimilati a cerniere. Di conseguenza, lo scheletro dell'edificio, costituito da travi e colonne, assume la configurazione di una struttura pendolare, dimensionata per sostenere esclusivamente i carichi gravitazionali.

L'analisi statica lineare dell'edificio è stata condotta, considerando anche l'introduzione di una eccentricità accidentale tra il baricentro delle masse e il centro di rigidità strutturale, pari al 5% della dimensione dell'impalcato nella direzione ortogonale rispetto all'azione sismica prevalente.

Per tener conto della possibilità che l'azione sismica non agisca solo in una direzione, la normativa tecnica prevede la sovrapposizione di una componente sismica ortogonale al 30% dell'azione prevalente. In tal modo, si considerano quattro combinazioni di carico per il sisma predominante nella direzione X, e altrettante per il sisma prevalente nella direzione Y, ottenendo quindi otto combinazioni totali. Per ognuna di queste direzioni, si prendono in considerazione i segni positivo e negativo dell'azione sismica, raddoppiando così le combinazioni per ogni direzione e verso considerato. In totale si è giunti alla definizione di 32 combinazioni di carico complessive.

Le forze equivalenti al sisma sono state valutate in base alla pericolosità sismica del sito. L'edificio si trova a Sant'Elpidio a Mare (FM), località classificata come zona sismica di livello 2, secondo la normativa italiana. Le coordinate geografiche esatte del sito sono latitudine 43.231905° N e longitudine 13.683893° E.

Per la scelta degli spettri di risposta in accelerazione, è stato necessario determinare la categoria del sottosuolo e la categoria topografica del sito. Basandosi sulla relazione geologica, il sottosuolo è classificato come suolo di tipo B, mentre la categoria topografica è tipo T1.

Le figure 10a,b mostrano rispettivamente gli spettri di risposta elastici per gli Stati Limite di Danno (SLD) e gli Stati Limite di Vita (SLV).

Per lo SLD, lo spettro di progetto è stato definito considerando un fattore di comportamento unitario ($q = 1$), quindi tale spettro risulta essere analogo a quello elastico. Invece allo SLV è stato utilizzato come spettro di progetto uno spettro elastico modificato con un fattore di comportamento pari a 1,5, considerando a vantaggio di sicurezza un comportamento non dissipativo della struttura in caso di eventi sismici.

Per il calcolo delle forze statiche

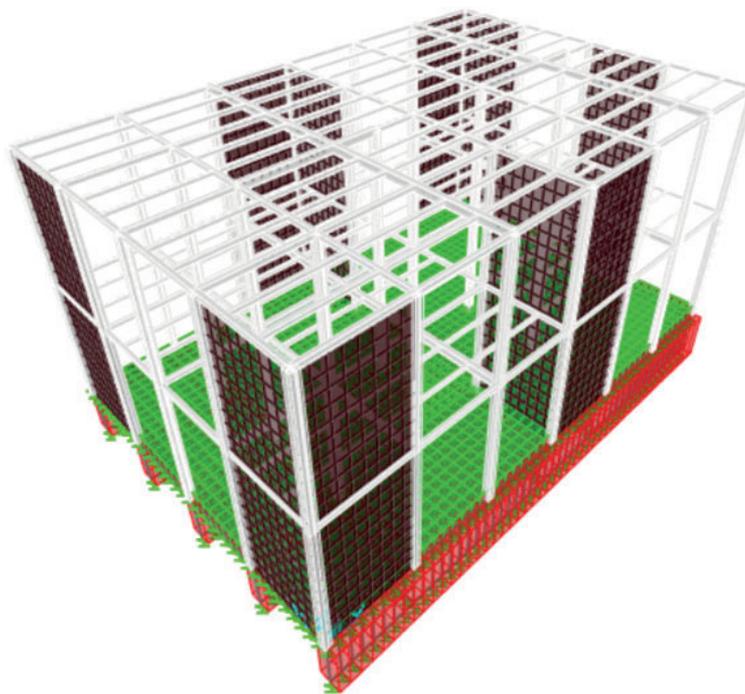


Fig. 9: Modello FEM 3D della struttura del prototipo di casa in lega di alluminio.

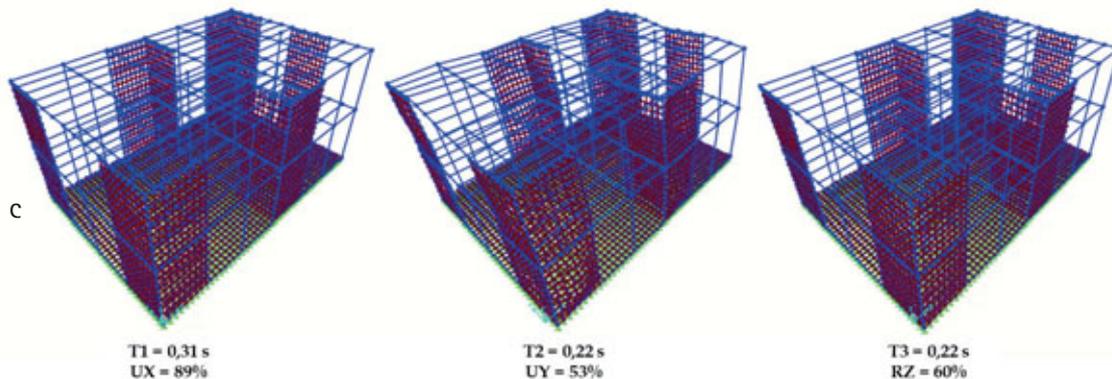
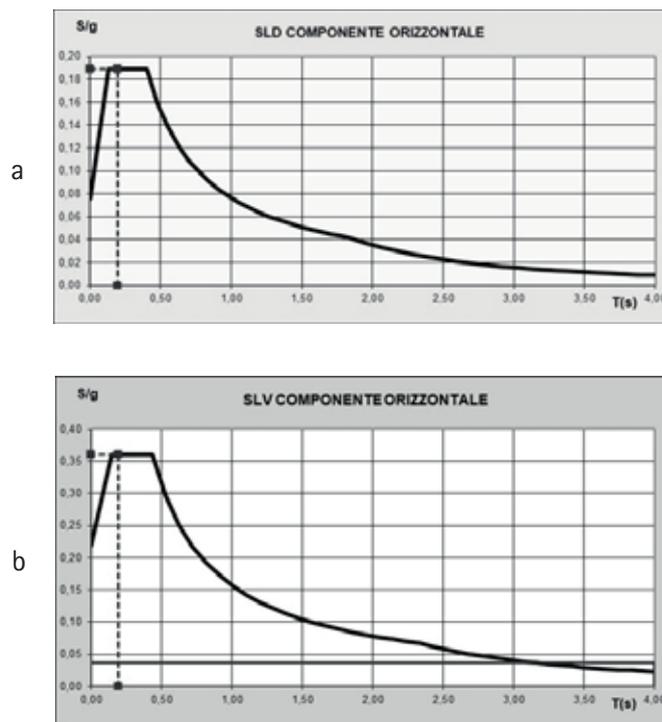


Fig. 10: Spettri di risposta elastici allo SLD (a) e allo SLV (b) per il comune di Sant'Elpidio a Mare (FM) e periodi fondamentali di vibrazione della struttura (c).

equivalenti al sisma, è stata utilizzata la formula semplificata delle NTC 2008 per determinare il periodo fondamentale della struttura:

$$T_1 = C_1 \times H^{(3/4)} = 0,050 \times (6)^{(3/4)} = 0,192 \text{ s}$$

Il valore di T_1 risulta compreso tra i periodi T_B (0,143 s) e T_C (0,430 s), confermando la coerenza del risultato con l'analisi modale eseguita sul modello FEM. Da quest'ultima, infatti, si osserva che i periodi fondamentali della struttura risultano pari a 0,31 s in direzione longitudinale e 0,22 s in direzione trasversale (figura 10c).

Per il calcolo dell'azione sismica, si è proceduto determinando in primis la massa sismica dell'edificio. Gli impalcati hanno un peso proprio e un carico permanente pari a 1 kN/m², mentre il carico variabile è pari a 2 kN/m² per l'impalcato di calpestio e 0,50 kN/m² per la copertura. Si è inoltre considerato un carico neve di 1 kN/m². Le azioni del vento sono state trascurate, in quanto di entità inferiore a quelle sismiche, così come sono stati trascurati gli effetti delle imperfezioni e delle deformazioni date le limitate dimensioni della struttura.

Il peso della struttura è stato calcolato in 0,30 kN/m², al quale corrisponde un peso per unità di volume di 0,10 kN/m³. Successivamente, la determinazione della massa sismica ha permesso di ottenere il taglio alla base agli Stati Limite di Vita (SLV) e agli Stati Limite di Danno (SLD), pari rispettivamente a circa 143 kN e 79 kN.

Considerando il numero di elementi sismo-resistenti nelle due direzioni (4 in direzione x e 6 in direzione y), si è proceduto a calcolare la forza statica equivalente da applicare a ciascun impalcato:

- In direzione x, al primo impalcato è stata applicata una forza di

13 kN (SLV) e 7 kN (SLD), mentre in copertura sono state applicate forze di 23 kN (SLV) e 13 kN (SLD).

- In direzione y, le forze per ogni parete di controvento al primo e secondo impalcato sono rispettivamente di 8 kN e 15 kN (SLV) e di 5 kN e 9 kN (SLD).

Gli effetti torsionali accidentali sono stati considerati, valutando la posizione del baricentro delle masse e del centro delle rigidzze, che risultano nel caso in esame molto vicini. L'effetto torsionale è stato tenuto in conto mediante il fattore δ .

L'analisi sismica allo SLV ha fornito risultati compatibili con le capacità di resistenza delle membrature e dei collegamenti, con verifiche condotte mediante calcoli manuali che risultano soddisfatte con ampi margini di sicurezza.

Per quanto riguarda la deformabilità dell'edificio sotto azioni sismiche allo stato limite di servizio, l'involuppo delle combinazioni allo SLV ha prodotto un massimo spostamento laterale di 2,63 mm. Pertanto, allo SLD, considerando il fattore di amplificazione di 1,5, lo spostamento massimo è di 3,95 mm. Questo valore è ben al di sotto del limite imposto dalle NTC 2018, pari a 12 mm (ossia 1/500 H, con H = 6,00 m), soddisfacendo quindi le verifiche di deformabilità.

Anche la verifica delle fondazioni ha dato risultati positivi. La relazione geologica indica che la pressione massima sopportabile dal terreno al di sotto delle travi è di 2,09 Kg/cm², superiore alla pressione trasmessa dalla struttura (0,64 Kg/cm²).

Infine, la fondazione ha superato le verifiche normative anche in condizioni di esercizio. Il cedimento massimo assoluto della struttura è stato calcolato in 0,02 cm, inferiore al valore massimo previsto dalla



Fig. 11: Fasi di montaggio dell'edificio in lega di alluminio; (a) Getto delle travi di approfondimento della struttura di fondazione; (b) Armatura e getto della fondazione; (c) Messa in opera delle colonne; (d) Messa in opera delle travi; (e) Inserimento delle lastre di alluminio nelle maglie strutturali; (f) Vista interna della struttura completa; (g) Montaggio dei pannelli di facciata; (h) La struttura è completa di tamponatura.

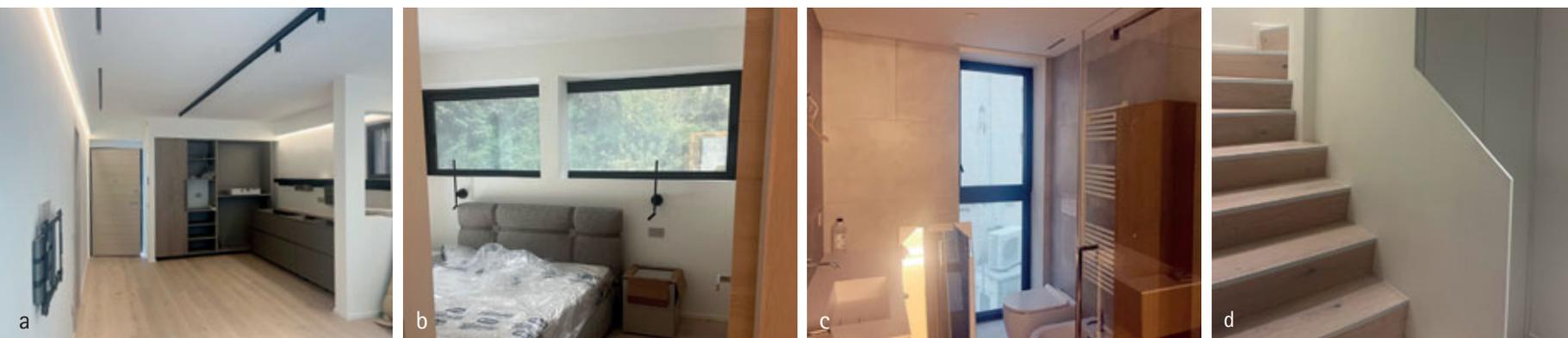


Fig. 12: Gli ambienti interni dell'edificio: (a) cucina; (b) letto; (c) bagno; (d) scala interna.

relazione geologica (0,07 cm), garantendo che la fondazione sia idonea a sopportare le azioni di progetto con cedimenti di trascurabile entità.

4. FASI COSTRUTTIVE

I risultati delle analisi strutturali eseguite hanno validato il dimensionamento della struttura di alluminio. Le principali fasi di montaggio dell'edificio sono illustrate in figura 11.

Gli ambienti interni dell'edificio sono invece visibili in figura 12. La vista nella fase finale del completamento dell'edificio è riportata in figura 13.



Fig. 13: L'edificio nella fase finale del completamento.

5. CONCLUSIONI

Le strutture di alluminio non sono tradizionalmente considerate competitive nel settore delle costruzioni residenziali, principalmente a causa dei costi elevati e delle limitazioni legate alle proprietà meccaniche rispetto ad altri materiali, come l'acciaio o il cemento armato. Tuttavia, il sistema costruttivo proposto rappresenta un tentativo innovativo di superare questi limiti, sfruttando al meglio le caratteristiche peculiari dell'alluminio.

Oltre al ben noto vantaggio di questo materiale di non richiedere protezioni grazie alla sua intrinseca resistenza alla corrosione, nella concezione del sistema prefabbricato proposto ha svolto un'importan-

za fondamentale l'utilizzo del processo di estrusione dei profili, che consente di realizzare sezioni strutturali ottimizzate per rispondere in modo specifico alle esigenze progettuali. Grazie a questa tecnica, è stato possibile personalizzare la forma e le dimensioni dei profili in modo da massimizzare l'efficienza strutturale, riducendo al contempo l'impiego di materiale e, quindi, i costi. Questa flessibilità progettuale rende l'alluminio particolarmente versatile per lo sviluppo di soluzioni prefabbricate, dove è importante minimizzare il peso delle componenti mantenendo elevate prestazioni strutturali.

Un altro aspetto chiave del sistema proposto è l'utilizzo esclusivo di collegamenti meccanici, che offrono significativi vantaggi in termini di tempi e costi di assemblaggio. A differenza delle tradizionali giunzioni saldate, che tendono a ridurre le proprietà meccaniche dell'alluminio a causa delle zone termicamente alterate generate durante il processo di saldatura, i collegamenti meccanici permettono di preservare integralmente le caratteristiche di resistenza del materiale. Questo metodo di assemblaggio, facilita l'installazione e consente una notevole riduzione dei tempi di cantiere e dei costi. La rapidità e la precisione dell'assemblaggio, unitamente alla facilità di trasporto delle componenti leggere, rappresentano un ulteriore vantaggio per l'applicazione di questo sistema nel settore delle costruzioni prefabbricate.

In aggiunta, un altro importante vantaggio è legato alla leggerezza dell'alluminio, che ha comportato una notevole riduzione delle forze trasmesse alla fondazione. Questo aspetto ha avuto un impatto rilevante sull'analisi sismica e sulla verifica degli elementi strutturali, che hanno dato esiti altamente positivi in termini di sicurezza e prestazioni. La minore massa della struttura ha permesso di ridurre le sollecitazioni sismiche, migliorando ulteriormente la risposta dinamica del sistema e rendendolo adatto anche per l'uso in un'area ad alta sismicità quale quella in questione.

In sintesi, il sistema tecnologico proposto rappresenta una vera e propria novità nel settore delle costruzioni prefabbricate. L'approccio innovativo adottato nell'impiego dell'alluminio apre nuove prospettive per l'utilizzo di materiali alternativi all'acciaio, con un potenziale impatto significativo sul mercato delle costruzioni leggere e sostenibili. Questa soluzione non solo dimostra la competitività dell'alluminio in contesti dove tradizionalmente è stato poco considerato, ma offre anche una visione futura per lo sviluppo di edifici sicuri, durevoli e facilmente assemblabili, contribuendo a ridefinire gli standard dell'industria delle costruzioni modulari ed industrializzate.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano esprimere la loro sincera gratitudine alla società TM Group Srl per aver commissionato la progettazione e per aver realizzato i lavori di costruzione del prototipo abitativo presentato in questa memoria.

CREDITI

Idea imprenditoriale:	Andrea Trobbiani e Roberto Di Chiara
Committente e Ditta Costruttrice:	TM Group Srl
Ideazione e progetto strutturale del sistema prefabbricato:	Prof. Ing. Federico M. Mazzolani
Consulente progetto strutturale:	Prof. Ing. Antonio Formisano
Progetto architettonico:	Arch. Roberto Turtù
Progetto impiantistico:	Ing. Manuel Cappella
Direzione lavori:	Ing. Massimiliano Torresi
Collaudo:	Ing. Andrea De Santis

BIBLIOGRAFIA

- [1] Mazzolani F.M., The bases of The European Recommendations for design of aluminium alloy structures. Alluminio n.2, 1980
 - [2] Mazzolani F.M., European Recommendations for Aluminium Alloy Structures and their comparison with National Standards. Proceedings of the 7th Int. Light Metal Congress, Vienna, 1981
 - [3] Mazzolani F.M., Aluminium alloy structures. Pitman, London (1st edition) 1985; Chinese edition 1993
 - [4] Mazzolani F.M., Aluminium alloy structures. Chapman & Hall, London, 1995
 - [5] Mazzolani F.M. Design Principles for Aluminium Structures, Stahlbau Spezial: Aluminium in Practice, Ernst & Sohn, 1998
 - [6] Mazzolani F.M., New developments in the design of aluminium structures, Proceedings of the 3rd National Conference on Steel Structures, Thessaloniki, Greece, 1998
 - [7] Mazzolani F.M. ed., Aluminium Structural Design, Springer-Verlag, Wien, New York, 2000
 - [8] CNR-DT 208/2011, Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo di strutture in lega di alluminio. Centro Nazionale delle Ricerche (CNR), 2011
 - [9] Eurocode 9, Design of Aluminium Structures - Part 1.1 General Structural Rules, European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium, 2022
 - [10] Eurocode 8 Design of Structures for Earthquake Resistance, European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium, 2024
 - [11] Mazzolani F.M., A new aluminium crane bridge for sewage treatment plants, Proceedings of the 3rd International Conference on Aluminium Weldments, Munich, 1985
 - [12] Mazzolani F.M., Una torre tutta di alluminio, Alluminio per Architettura n. 2, 1991
 - [13] Mazzolani F.M., The use of aluminium in the restoration of the “Real Ferdinando” bridge on the Garigliano river, Festschrift Ehren Von Prof. Dr. Ing. Gunther Valtinat, 2001
 - [14] Mazzolani F.M., Two twin aluminium domes of the ENEL plant in Civitavecchia (Italy), Proceedings of the International Aluminium Conference (INALCO) “New frontiers in Light Metals”, Eindhoven.
 - [15] Ballio G., Mazzolani F.M. Strutture in acciaio, Hoepli, 1988.
-



FEDERICO M. MAZZOLANI

Professore Emerito di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università di Napoli “Federico II”. Già Presidente della Scuola di Dottorato di Ingegneria Civile e del Master internazionale “Design of Steel Structures”, presso l'Università di Napoli “Federico II”. Ha ricevuto due Lauree Honoris Causa presso le Università di Bucarest e di Timisoara, oltre a vari premi nazionali e internazionali per la ricerca e la progettazione. Presidente di Commissioni normative europee e nazionali e membro della Canadian Standard Association. Presidente delle serie di Congressi internazionali STESSA, PROHITECH, EUROSTEEL, INALCO, STEEL & STRUCTURES. Coordinatore di progetti internazionali, tra i quali PROHITECH, SIJLAB, REHICO e COST C26, riguardanti strutture di acciaio e alluminio, ingegneria sismica e restauro strutturale. Autore di oltre 1200 pubblicazioni, di cui circa 50 monografie e 36 libri.



ANTONIO FORMISANO

Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura dell'Università di Napoli Federico II. Abilitato al ruolo di Professore Ordinario dal 2021, la sua attività di ricerca è incentrata sullo studio delle strutture in acciaio ed in lega di alluminio, degli edifici del patrimonio culturale, della vulnerabilità sismica delle costruzioni esistenti, delle tecniche di adeguamento sismico e di prodotti e sistemi di retrofit eco-sostenibili. Ha diretto e dirige numerosi progetti di ricerca, è membro della Commissione CEN/TC250/SC9 - Eurocodice 9 “Design of aluminium alloy structures”, è autore di oltre 450 pubblicazioni pubblicate su riviste e atti di convegni nazionali ed internazionali ed ha ricevuto diversi premi e riconoscimenti scientifici nel settore delle costruzioni metalliche, della sostenibilità edilizia e delle tecnologie dell'innovazione.

METAMORFOSI per rompere gli schemi (architettonici e strutturali) nella creazione dello spazio

Val di Noto, Sicilia, 2023

METAMORPHOSIS to break patterns (architectural and structural) in the creation of space

Val di Noto, Sicily, 2023

Architect, PhD Anna Dalla Valle*

Politecnico di Milano, Department of Architecture, Built environment and Construction engineering, Milano, Italy

Il progetto “Metamorfofi” trasforma una struttura vincolata in un laboratorio di sperimentazione architettonica che incorpora l'esistente attraverso soluzioni tecnologico-costruttive innovative. La sinergia tra competenze professionali e accademiche, unita ad un utilizzo avanzato del BIM, permette di coniugare efficienza e sostenibilità nella ridefinizione delle forme dell'abitare, aprendo nuove prospettive per la riqualificazione edilizia.

“Metamorphosis” project transforms a constrained structure into a laboratory of architectural experimentation that embeds the existing through innovative technological-constructive solutions. The synergy between professional and academic skills, combined with an advanced use of BIM, allows to combine efficiency and sustainability in reshaping the forms of living, opening up new perspectives for building renovation.



Fig. 1: Vista dall'alto della penetrazione strutturale di progetto. ©FONDAMENTA.

*Corresponding author. E-mail address: anna.dalla@polimi.it

CONCEPT: DA VINCOLO A OPPORTUNITÀ DI SPERIMENTAZIONE

Il concetto di “metamorfosi” implica un processo di cambiamento radicale che interessa la forma, la funzione, la struttura e l’identità di un’entità. Per questo motivo è attribuito dai progettisti come appellativo di sintesi dell’intervento di ristrutturazione e ampliamento di un edificio ad uso residenziale situato in Sicilia. Qui la metamorfosi si manifesta attraverso l’interazione architettonica-strutturale e la coesistenza di questi due elementi complementari, che insieme modellano lo spazio e ridefiniscono il concetto stesso di abitare su una preesistenza. Si tratta infatti di un progetto sul costruito, in cui il processo di trasformazione ingloba e assorbe ciò che esisteva prima per fornire le basi per plasmare il nuovo.

In un contesto di riqualificazione di edifici abbandonati, frutto delle speculazioni edilizie che abitano il territorio italiano, la volontà è di prendere posizione di fronte ad esse: preservare la struttura esistente, il cosiddetto “scheletro”, per trasformarlo in nuove opportunità di sperimentazione spaziale. Data l’impossibilità normativa di intervenire con opere di demolizione e nuova costruzione, l’edificio preesistente poneva difatti dei vincoli normativi, sebbene di non particolare valore storico, culturale e architettonico (figura 2). L’intento progettuale è stato quindi di portarlo all’essenza per poi trasfigurarlo nel rispetto dei requisiti di ristrutturazione, che richiedevano di mantenere inalterati i volumi, l’altezza dell’edificio e la distanza tra i piani, senza nessuna elevazione aggiuntiva, e conservare la struttura portante originale.

Lo scheletro ereditato, composto da travi e pilastri in calcestruzzo armato, è stato spogliato delle sue partizioni interne, sia orizzontali sia verticali in muratura, per diventare una sorta di “gabbia” tridimensionale che supporta la metamorfosi (figura 3). La materia strutturale diventa così perno della trasformazione, elemento massivo di invarianza nella mutazione. Al contrario, la pelle dell’edificio viene interpretata come un elemento leggero variabile, che dichiara la sua presenza sotto forma di un nuovo volume che definisce lo spazio domestico, tramite l’applicazione di tecnologie a secco (figura 4). La metamorfosi ha luogo. Un sistema in acciaio ruotato di 45°, completato da una facciata ventilata rivestita da pannelli di rete metallica, si aggancia alla struttura esistente sfruttandone la funzione strutturale (figure 5-6-7). Esso non altera il volume complessivo, ma dichiara la sua autonomia estetica e funzionale generando, grazie alla rotazione della maglia strutturale e la creazione dell’unità residenziale in parte su pilotis, un nuovo spazio esterno protetto e indipendente (figura 8).



Fig. 2: Vista panoramica dell'edificio esistente. ©FONDAMENTA.



Fig. 3: Vista panoramica della struttura esistente in c.a. ©FONDAMENTA.

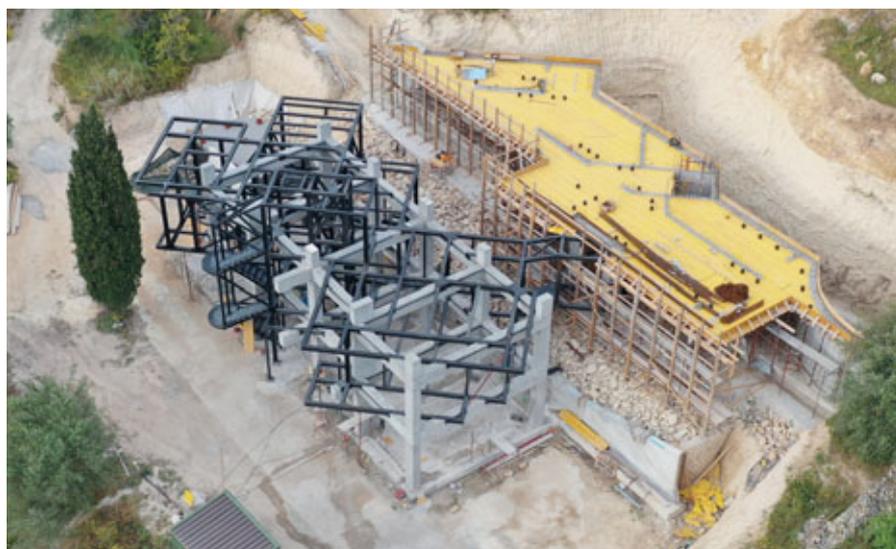


Fig. 4: Vista panoramica della struttura in acciaio di nuova costruzione. ©FONDAMENTA.



Fig. 5: Vista dall'esterno, fronte soggiorno, dell'Edificio A (Foto di Mikael Olsson).



Fig. 6: Vista dall'esterno, fronte scala, dell'Edificio A (Foto di Mikael Olsson).

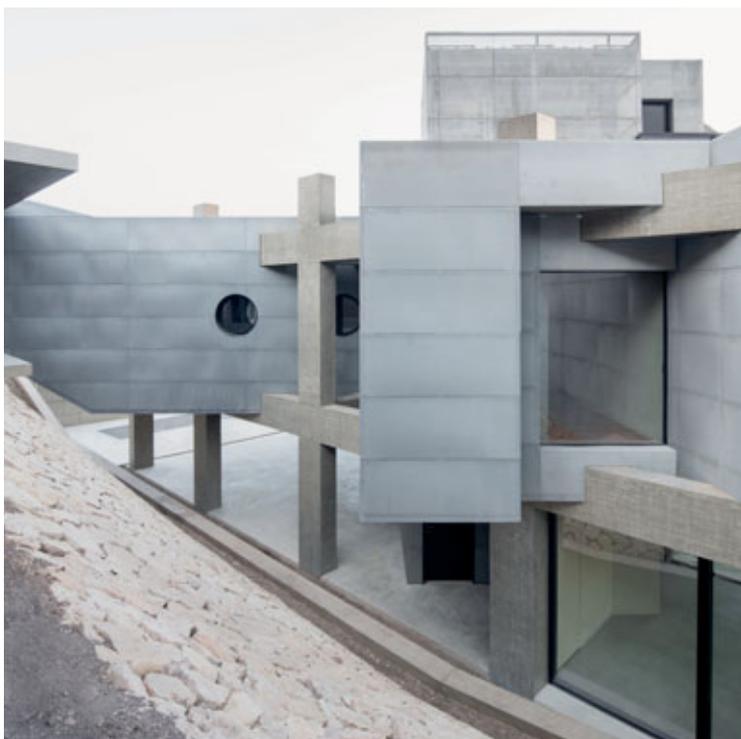


Fig. 7: Vista dall'esterno, fronte a monte, dell'Edificio A (Foto di Mikael Olsson).

Il rapporto tra contenitore e contenuto – espresso come scheletro e pelle – viene messo in crisi. I due apparati dipendenti l'uno dall'altro si compenetrano: il primo, rigido e massivo, destinato a sostenere il corpo architettonico; il secondo, variabile e leggero, impegnato a proteggere. Il dialogo tra di essi plasma lo spazio, definendo le relazioni spaziali sia interne sia esterne, e influenzando di conseguenza la percezione e l'esperienza dell'abitare. In particolare, si manifesta negli ambienti interni ove lo spazio entra in dialogo continuo con lo scheletro esistente che, ruotato, cade nello spazio generando momenti specifici, ordinando i flussi degli utenti e definendo le forme dell'abitare (figure 9-10-11-12). La metamorfosi architettonica avviene costantemente tramite la coesistenza e l'interazione di questi due elementi complementari, che insieme danno forma allo spazio e reinterpretano il concetto di abitare a partire da una struttura esistente.



Fig. 8: Vista dal portico coperto dell'Edificio A (Foto di Mikael Olsson).



Fig. 9: Vista all'interno del vano ingresso (Foto di Mikael Olsson).



Fig. 10: Vista all'interno del corridoio di distribuzione (Foto di Mikael Olsson).

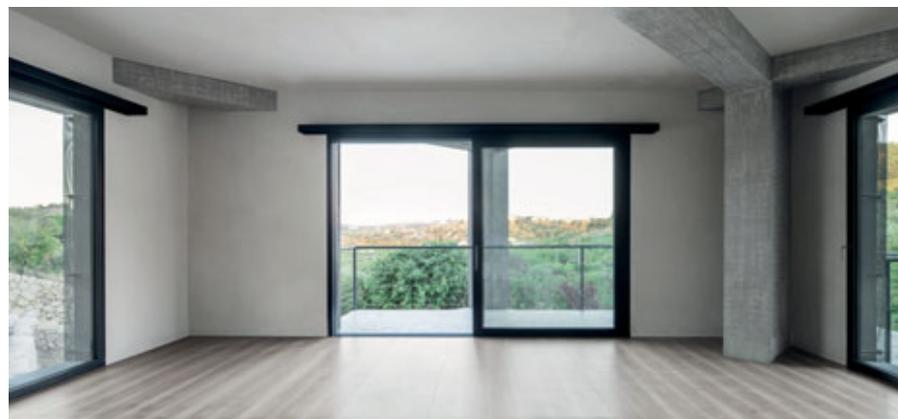


Fig. 11: Vista all'interno della zona giorno verso paesaggio circostante (Foto di Mikael Olsson).



Fig. 12: Vista all'interno della zona giorno verso collegamento Edificio B (Foto di Mikael Olsson).

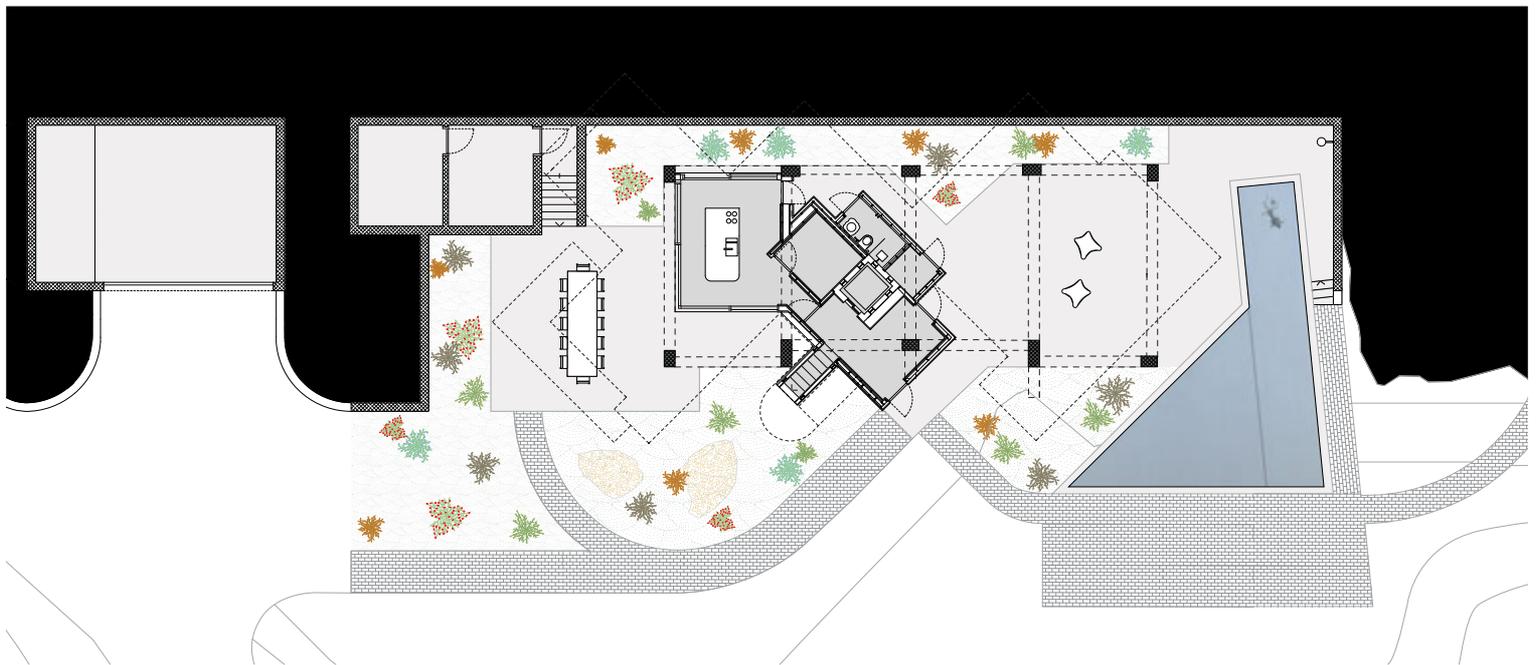


Fig. 13: Pianta piano terra.

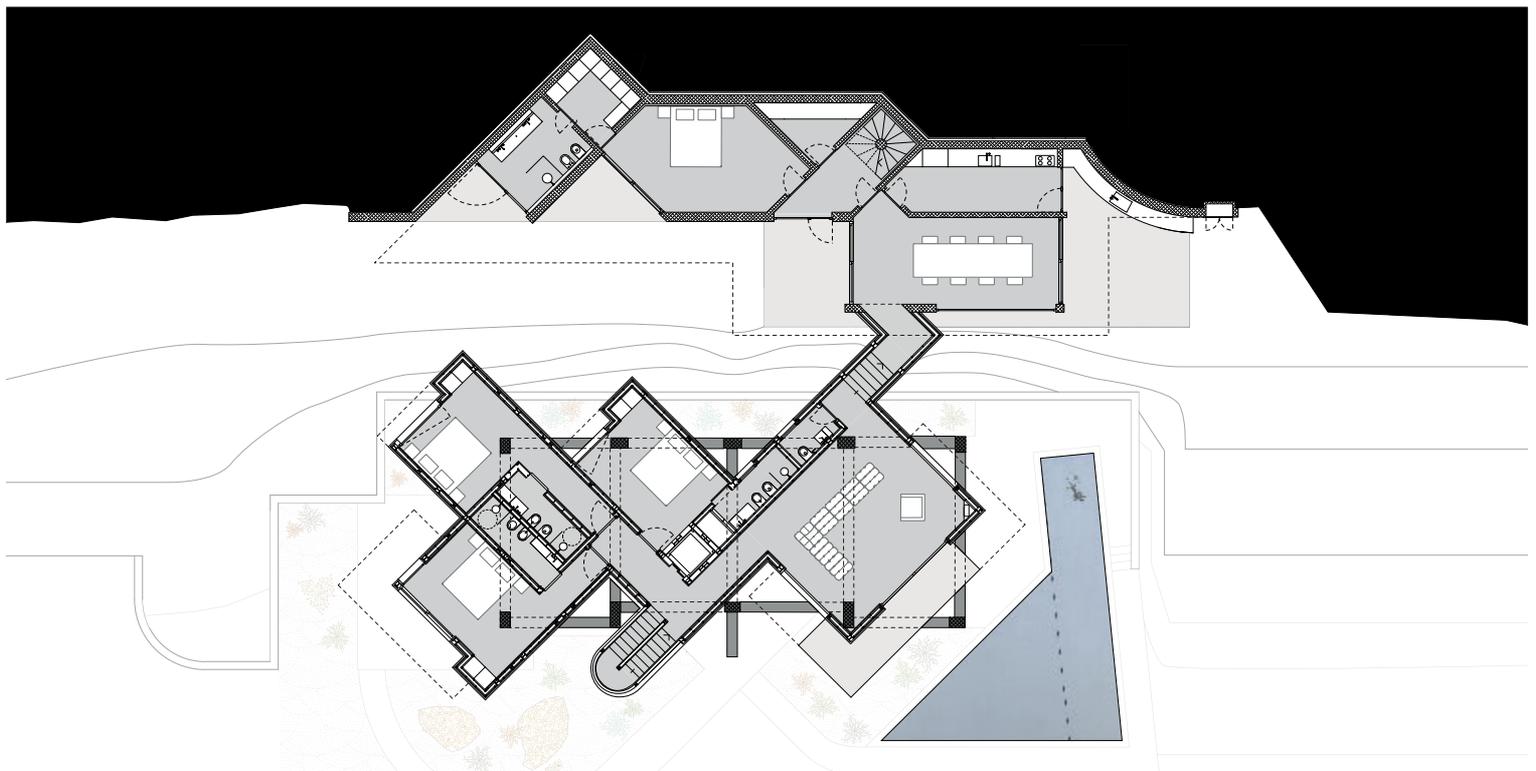


Fig. 14: Pianta piano primo.

PROCESSO DI PROGETTAZIONE: INTEGRAZIONE AVANZATA DELLE COMPETENZE

L'idea iniziale di applicare la metamorfosi alle forme dell'abitare, utilizzando lo spazio come mezzo di esplorazione, è nata nello specifico per la ristrutturazione e ampliamento di un edificio privato nel comune di Avola (SR), presso l'area rurale della Contrada Faldino, dai progettisti di FONDAMENTA, giovane studio di architettura fondato a Milano nel 2016. Come da prassi progettuale, il concept deriva dalla profonda convinzione che la ricerca e la sperimentazione siano essenziali nel processo costruttivo, dove l'architettura raggiunge la sua massima espressione nell'organismo edilizio, impiegando la tecnologia come mezzo per ottenere il risultato atteso. In questo modo, la tendenza è mettere in

discussione le convenzioni e sostenere le contraddizioni. Da un lato, il fascino per la struttura e la libertà dai dogmi rappresentano le premesse per la ricerca; dall'altro, la struttura definisce lo spazio, organizza il programma funzionale e conferisce forma all'edificio (figure 13-14).

In questa visione, in cui il controllo dell'architettura tramite la tecnologia è considerato essenziale per generare un organismo, la progettazione integrata riveste un ruolo chiave nella produzione del progetto. L'approccio collaborativo e multidisciplinare alla progettazione – in questo caso in particolare tra architetti e ingegneri strutturisti – è infatti fondamentale per coniugare creatività, funzionalità e sicurezza, migliorando altresì la qualità e sostenibilità complessiva del manufatto. Prerequisito è il coinvolgimento delle diverse figure professionali fin

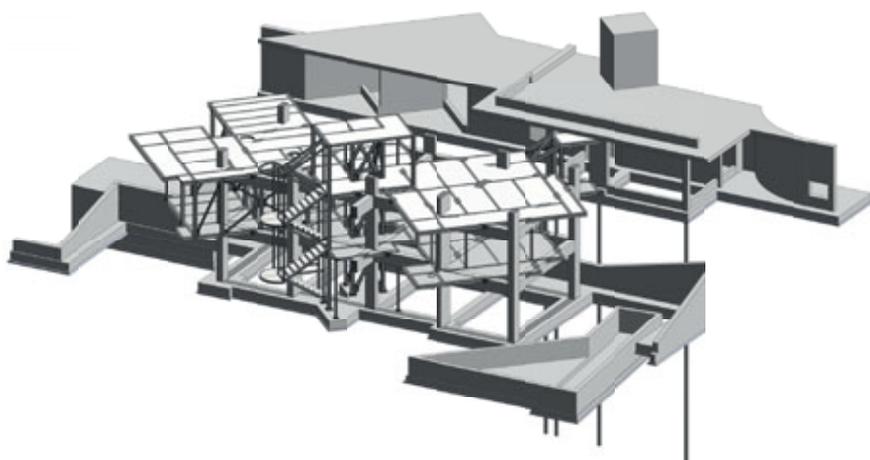


Fig. 15: Modello BIM di progetto.

dalle fasi iniziali di progetto, al fine di garantire coerenza tra forma e struttura e ridurre il rischio di errori o modifiche tardive. Questa stretta collaborazione tra aree di diverse competenze permette di bilanciare creatività e stabilità tecnica, ottimizzando risorse e costi e, di conseguenza, l'efficienza costruttiva e gli impatti sull'ambiente. Inoltre, consapevoli che la tecnologia dirige l'efficienza, la precisione e la gestione di tutto il processo, il progetto si basa su una stretta sinergia tra mondo professionale e mondo accademico, in particolare tra FONDAMENTA (architetti) e B&C Associati (ingegneri strutturisti), per ricercare e sperimentare soluzioni innovative.

La tecnologia a supporto del progetto è intesa sia come tecnologia materiale sia come tecnologia digitale. La prima riguarda l'approfondita conoscenza e l'utilizzo di materiali fisici, come cemento e acciaio, nonché le soluzioni all'avanguardia in materia di ottimizzazione delle prestazioni e riduzione dell'impatto ambientale. La seconda, invece, abbraccia l'impiego di strumenti elettronici e informatici, tra cui software di progettazione avanzati e simulazioni virtuali, che trasformano sempre più la produzione e realizzazione del progetto, offrendo maggiore precisione e controllo. L'integrazione di queste due aree rappresenta un'opportunità straordinaria e, stante la complessità geometrica sottesa alla residenza "Metamorfofi", è stata implementata soprattutto per il progetto strutturale in modalità BIM e verificata con l'ausilio di idonei modelli e software di calcolo, quali CSI ETABS, SAFE (figura 15).

Ad esito del processo di progettazione, l'intervento comprende due corpi di fabbrica: uno esistente, oggetto di ristrutturazione (Edificio A) ed uno di nuova realizzazione (Edificio B), collegati tra loro da una scala distributiva, per una superficie lorda di pavimento pari a 330 m² in totale.

L'Edificio A rappresenta la ristrutturazione e l'ampliamento della costruzione esistente costituita da un telaio spaziale in c.a., sviluppato in orizzontale da una serie di quattro campate con due allineamenti di pilastri e in verticale da due livelli sovrapposti. L'impronta a terra occupa un'area rettangolare di dimensioni indicative 17x7 m. I due livelli superiori, ossia il solaio del primo piano e la chiusura di copertura, sono da progetto ampliati tramite una nuova struttura leggera in acciaio supportata dal telaio esistente ma, rispetto ad essa, ruotata planimetricamente di 45° (figure 16-17). I nuovi orizzontamenti e volumi così definiti sono parzialmente aggettanti dall'esistente, occupando una superficie indicativa di 20x17 m e presentando il tratto distintivo della nuova architettura (figura 18).

L'Edificio B, integralmente di nuova realizzazione, risulta invece incassato nel versante in pendenza a monte dell'Edificio A. Si tratta di una struttura in c.a. a 2 livelli, con pianta pressoché rettangolare di dimensioni 28x8 m.



Fig. 16: Struttura in acciaio costruita sul telaio esistente, lato a monte. ©FONDAMENTA.



Fig. 17: Struttura in acciaio costruita sul telaio esistente, lato nord. ©FONDAMENTA.



Fig. 18: Struttura in acciaio costruita sul telaio esistente, campata interna. ©FONDAMENTA.

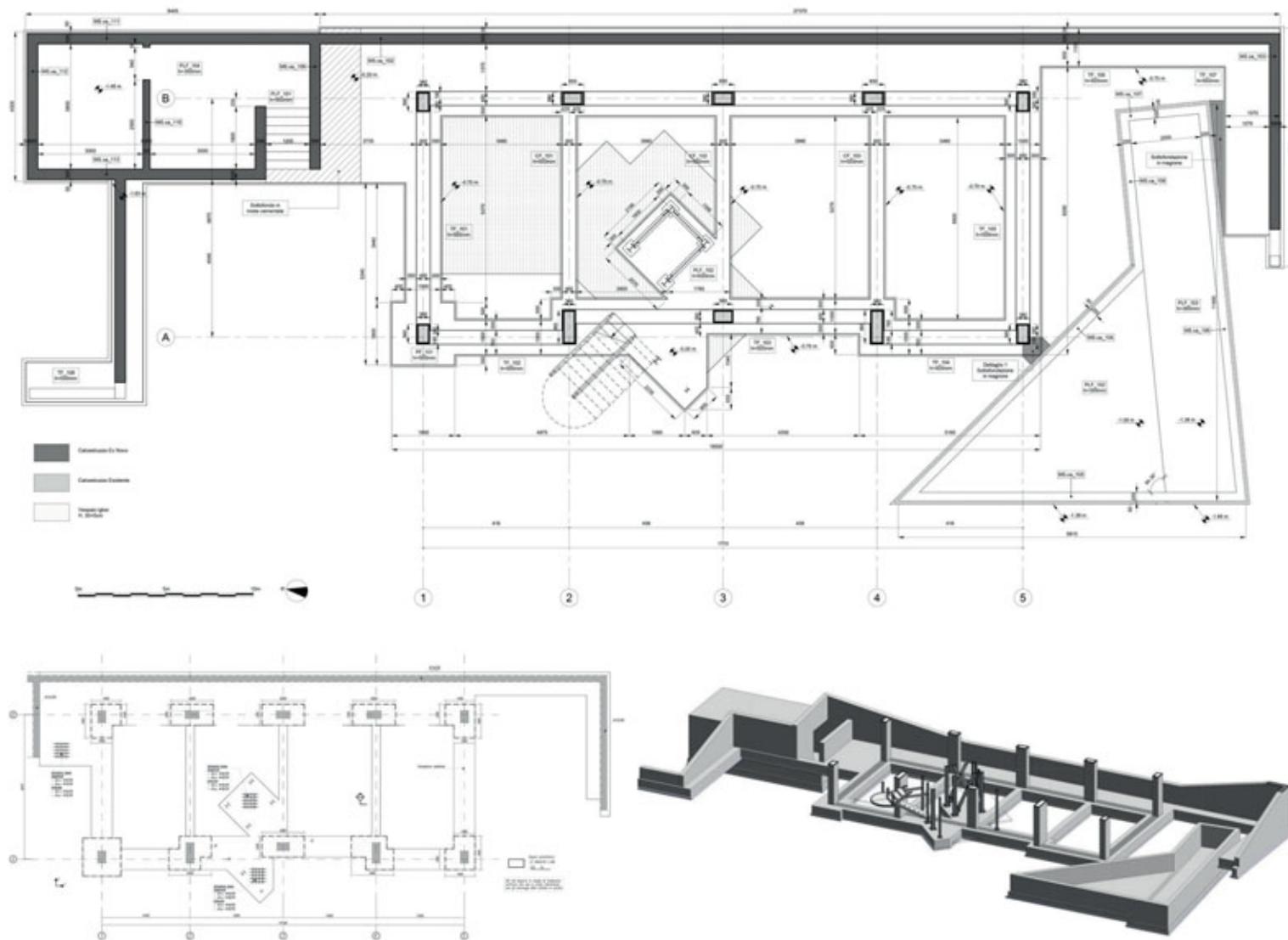


Fig. 19: Pianta strutture di fondazione, con relativo schema armature e modello BIM.

PROCESSO DI COSTRUZIONE: MASSIMA ATTENZIONE AI DETTAGLI TECNOLOGICI

Per affrontare le sfide progettuali, il processo di ingegnerizzazione assume fondamentale importanza per tradurre le idee in realtà, assicurando che ogni elemento di progetto venga opportunamente analizzato e ottimizzato. Esso si concretizza sia per l'Edificio A sia per l'Edificio B. In linea con gli obiettivi di progetto, in cantiere si provvede innanzitutto all'integrale demolizione dei solai in latero-cemento esistenti con "messa a nudo" della sola intelaiatura in c.a., formata da pilastri di sezioni variabili e travi di sezione 30x60 cm. A seguire le prime opere di costruzione interessano nel suo complesso interventi di adeguamento statico e sismico delle strutture esistenti dell'edificio A. Essi riguardano, da una parte, l'ampliamento delle opere fondali e, dall'altra, il rinforzo delle membrature del telaio in c.a. mediante incamiciatura.

Per quanto riguarda le fondazioni, data la non esigenza di opere fondali profonde, vengono realizzate nuove fondazioni ad estensione delle fondazioni esistenti, composte da travi rovesce di sezione circa 40x50 cm. Esse vengono costruite in vari tipi a seconda delle esigenze di carico: travi/cordoli di fondazione, plinti e platee (figura 19). In particolare, le n. 5 travi di fondazione (100x50 cm) corrono lungo il perimetro della struttura in c.a. e, insieme ai n. 3 cordoli di collegamento (40x50 cm), connettono l'insieme degli elementi di fondazione. Il n. 1 plinto (180x180x50 cm) si trova in corrispondenza del pilastro d'angolo in prossimità della porzione di solaio in aggetto. Infine, l'edificio A pog-

gia nel complesso su n. 3 platee di forma irregolare, collocate sotto i pilastri e i muri controterra e sotto il vano ascensore e il corpo scala. Le platee hanno spessore uniforme (h 50cm) e sono armate con una maglia di base inferiore ($\emptyset 18/20 \times 20$) e superiore ($\emptyset 18/20 \times 20$). Tutto il nuovo sistema di fondazioni è stato adeguatamente ammorso alle travi rovesce esistenti tramite spinottatura ($\emptyset 18/30$), raddoppiata in prossimità dei pilastri.

Invece, in corrispondenza dell'Edificio B, le fondazioni sono costituite da una platea principale e da un sistema di travi e micro-pali, quale integrazione ritenuta necessaria ai fini della verifica di stabilità. Nello specifico, per l'edificio di nuova costruzione, la n. 1 platea di forma irregolare ha un'altezza ridotta (h = 40 cm) e risulta armata con una maglia base inferiore ($\emptyset 16/20 \times 20$) e superiore ($\emptyset 16/20 \times 20$), adeguate a soddisfare i requisiti minimi d'armatura, aggiungendo ferri integrativi solo ove richiesto. Essa viene completata da n. 1 trave (80x40 cm) in corrispondenza dei pilastri e n. 3 travi di collegamento (60x40 cm). Per evitare eccessive sollecitazioni del fronte del pendio, vengono inoltre collocati n. 4 micropali ($\emptyset 18$ cm, lunghezza 10 m) in corrispondenza dei pilastri. Gli effetti della rigidità dello schema fondale parzialmente ibrido sono avallati da un'apposita verifica di interazione terreno-struttura.

Dopo le opere di fondazione, il processo di costruzione vede il rinforzo delle membrature del telaio in c.a. dell'Edificio A mediante incamiciatura, realizzata in calcestruzzo, a valle della rimozione dei



Fig. 20: Struttura esistente in c.a. rinforzata tramite incamiciatura.
©FONDAMENTA.

copriferri (figura 20). I pilastri della struttura esistente vengono quindi rinforzati tramite incamiciatura di spessore netto 3cm, ove necessario, prevedendo un ulteriore aumento della sezione per migliorare il comportamento sismico dell'edificio. Nella forma finale, i pilastri presentano sezioni di dimensioni pari a 36x56 cm, 36x65 cm e 36x96 cm. Analogamente, le travi della struttura esistente vengono rinforzate tramite incamiciatura di spessore netto 3 cm, raggiungendo sezioni di dimensioni pari a 36x66 cm. Una volta rinforzata la struttura preesistente in c.a., si procede con il sistema portante di elevazione di nuova costruzione.

Con riferimento alle strutture di elevazione orizzontale dell'Edificio A, i nuovi orizzontamenti, sostenuti dalle travi in c.a., comprendono travi in acciaio e solai misti di nuova realizzazione (figura 21). Nello specifico, la struttura consiste in un'intelaiatura di travi in acciaio poggiante sul telaio esistente in c.a. e su alcuni nuovi pilastri in acciaio. Le travi principali vengono realizzate con profili HE180B, mentre le travi secondarie vengono realizzate con profili HE140A. La connessione dei profili avviene tramite unioni bullonate e, in corrispondenza delle intersezioni con la struttura esistente, vengono

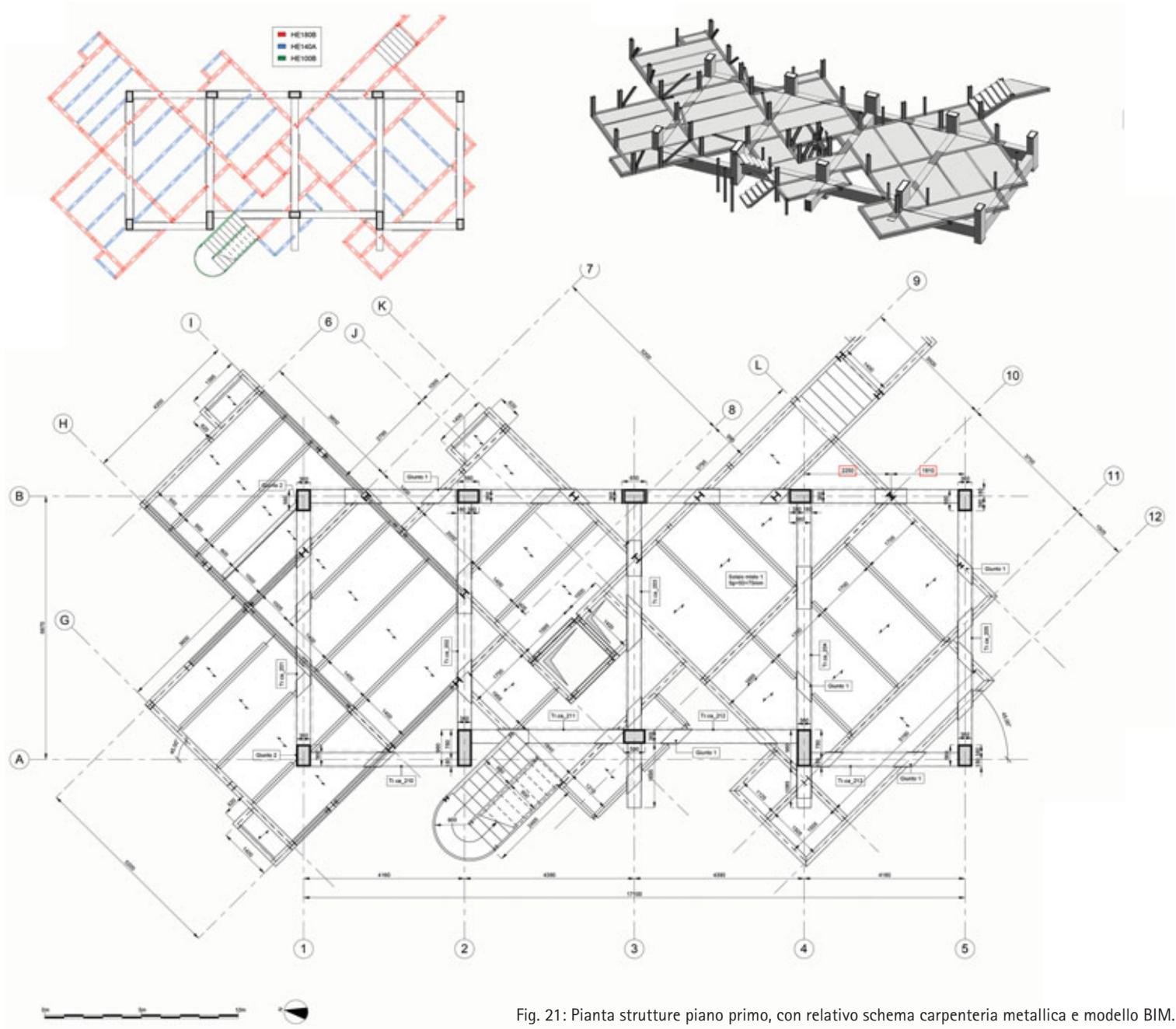


Fig. 21: Pianta strutture piano primo, con relativo schema carpenteria metallica e modello BIM.

realizzate delle selle atte a garantire l'appoggio e la continuità delle travi in acciaio sulle travi in cemento armato (figura 22). Le selle vengono opportunamente fissate alle travi esistenti tramite barre M20 passanti (figure 23-24-25-26-27). Inoltre, per irrigidire le zone di solaio in aggetto e limitarne la freccia, viene disposto uno schema reticolare che coinvolge i due livelli del corpo di fabbrica. I diagonali sono eseguiti con profili UPN100 accoppiati con spaziatura pari a 10 mm e collegati tramite imbottiture bullonate.

Tutta la struttura dei solai è realizzata in spessore alle travi principali HE180B, al fine di consentire l'ottimizzazione delle altezze di interpiano. In particolare, le solette sono realizzate in soluzione mista, posando la serie di lamiere grecate (tipo A75-P760-HI-BOND) in appoggio semplice alle flange inferiori delle travi secondarie HE140A. La lamiera ha spessore pari a 0,80 mm, è composta da acciaio S280GD e presenta una luce massima pari a 1,40 m. Il getto collaborante, di spessore 50 mm, viene realizzato con un calcestruzzo alleggerito LC40/44 e alla presenza di una rete elettrosaldata ($\varnothing 8/15 \times 15$) a controllo dei fenomeni fessurativi. Lo spessore totale della soletta risulta pertanto pari a 125 mm ($h = 75 + 50$ mm).

Per l'Edificio B gli orizzontamenti vengono realizzati interamente con strutture in c.a. di nuova realizzazione. Le solette al piano primo hanno uno spessore di 25cm e presentano degli aggetti massimi di 4,50 m. In corrispondenza degli sbalzi, la copertura viene irrigidita tramite n. 2 travi estradossate ad irrigidimento degli sbalzi verso valle, volte a limitarne gli abbassamenti. Le travi hanno entrambe sezione $(500 + 250) \times 200$ mm, mentre differiscono in lunghezza, rispettivamente pari a 7,92 m in un caso e 11,71 m nell'altro. In corso d'opera, particolare attenzione è inoltre stata posta al dettaglio di ancoraggio delle nuove barre di armatura in corrispondenza dei nodi trave-pilastro.

Le strutture di elevazione verticale di nuova realizzazione gravitano per l'Edificio A sullo scheletro esistente in c.a. e sono costituite da pilastri in acciaio, facenti parte del telaio interposto tra piano primo e copertura. I profili principali presentano sezione HE180B, mentre quelli secondari, inseriti a sostegno del corpo scala e di alcuni serramenti, sono a sezione HE100B. La capacità sismo-resistente dell'edificio viene affidata principalmente al telaio in c.a. ed ai nuovi controventi in acciaio costituenti il vano ascensore (figura 28). Qui, infatti, l'erezione di un nuovo telaio in acciaio nel punto di snodo,

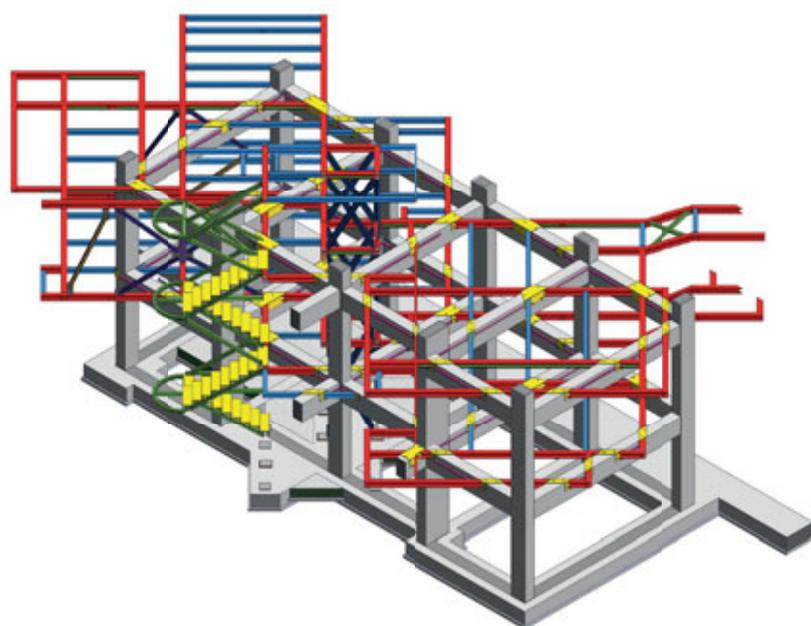


Fig. 22: Assonometria strutturale complessiva, con evidenza dei diversi profili in acciaio.

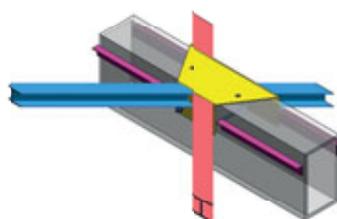


Fig. 23: Dettaglio dell'appoggio a sella in corrispondenza della trave, tipo semplice.

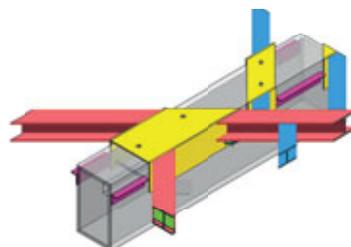


Fig. 24: Dettaglio dell'appoggio a sella in corrispondenza della trave, tipo complesso.

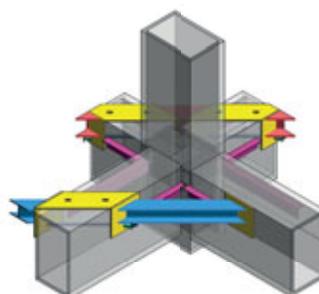


Fig. 25: Dettaglio dell'appoggio a sella in corrispondenza del nodo trave-pilastro, tipo semplice.

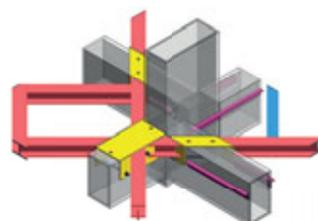


Fig. 26: Dettaglio dell'appoggio a sella in corrispondenza del nodo trave-pilastro, tipo complesso.



Fig. 27: Dettaglio a sella delle travi in acciaio sul telaio in c.a. ©FONDAMENTA.

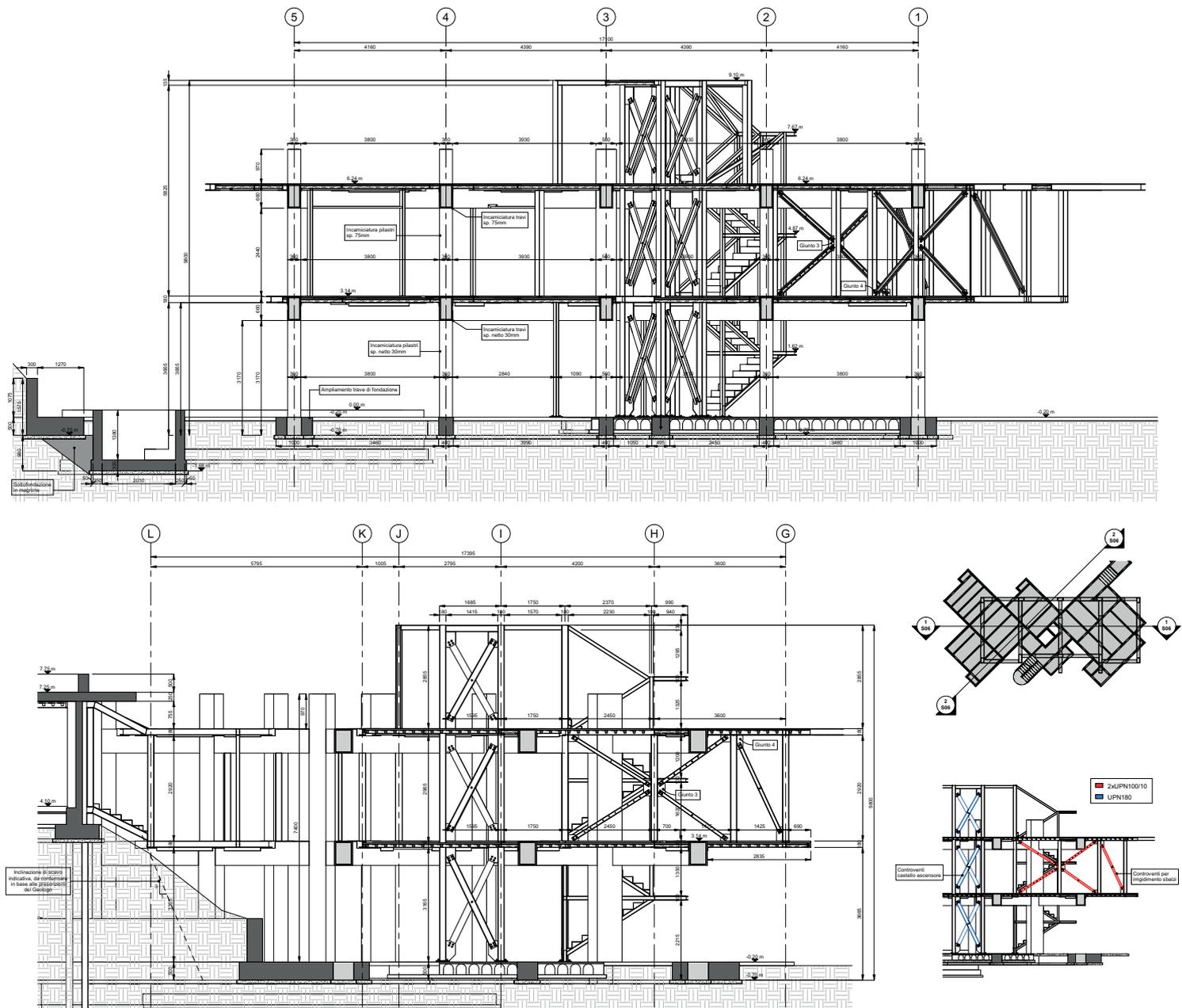


Fig. 28: Sezioni strutturali, con schema controventi.



Fig. 29: Dettaglio dei controventi concentrici a X. ©FONDAMENTA.

consente una parziale contribuzione al sistema sismo-resistente complessivo. Si tratta di una struttura con controventi concentrici ad X in cui montanti e traversi vengono realizzati con profili HE180B, mentre per gli elementi diagonali si utilizzano profili UPN180 (figura 29). I profili UPN vengono accostati e collegati in mezzzeria tramite n. 1 bullone (M20), ottenendo il duplice vantaggio di evitare interruzioni del profilo e ridurre la lunghezza di libera inflessione. In aggiunta, la scala, anch'essa metallica, trasferisce i carichi verticali eccentrici in fondazione, grazie alle reazioni verticali ed orizzontali offerte dai collegamenti ai piani con l'edificio.

Se per l'Edificio A le opere di nuova costruzione sono realizzate a secco in acciaio, nell'Edificio B sono eseguite completamente ad umido in c.a., comprendendo una commistione di setti, muri controterra e pilastri. Nello specifico, i n. 3 pilastri sono caratterizzati da sezioni differenti: 30x30cm, 30x45 cm, 30x100 cm e si riconoscono n. 3 tipologie di pareti in c.a. distinte per geometria e funzionalità. I setti interni hanno infatti spessore di 20cm, quelli esterni di 30 cm e i muri controterra hanno spessore di 30/35 cm.

PROCESSO EDILIZIO: LEVE STRATEGICHE PER LO SVILUPPO FUTURO

Il progetto di ristrutturazione e ampliamento – “Metamorfosi” – diventa modello per trasformare un vincolo in uno spazio di sperimentazione architettonica e strutturale. Grazie ad un confronto ravvicinato con la preesistenza e una visione innovativa del nuovo, dimostra infatti come convertire le restrizioni normative in elementi essenziali per avviare un processo di ridefinizione delle forme dell’abitare.

La struttura portante in c.a., originariamente concepita come un semplice scheletro funzionale, viene valorizzata e ripensata per supportare una nuova identità architettonica, quale punto di partenza del processo di metamorfosi. I nuovi volumi dell’edificio, realizzati mediante soluzioni a secco e caratterizzati da una pelle metallica leggera, creano un contrasto estetico e funzionale con la solidità della struttura esistente. Inoltre, la rotazione di 45° della nuova struttura in acciaio introduce una nuova dinamicità spaziale, rompendo i tradizionali schemi architettonici-strutturali.

Due sono i fattori chiave che hanno contribuito al successo dell’opera. Innanzitutto, nella formazione del team di progetto, l’andare oltre alla progettazione integrata. Qui, infatti, il processo creativo-tecnico verte su una forte collaborazione, non solo tra le diverse discipline coinvolte, ma anche tra mondo professionale e mondo accademico. Il primo è orientato all’applicazione pratica delle conoscenze per risolvere problemi concreti, con obiettivi di efficienza e risultati immediati. Il secondo privilegia invece la ricerca teorica e l’innovazione, con tempi più flessibili e un focus sull’espansione della conoscenza. Per un intervento sull’ambiente costruito, l’interconnessione dei due mondi consente di combinare approcci teorici e pratici, ottimizzando

le risorse a favore di efficienza, sostenibilità e innovazione accelerata, tramite la traduzione degli studi in soluzioni pratiche innovative.

Altro fattore cruciale è che l’interconnessione delle competenze si traduce nella perfetta simbiosi tra tecnologie materiali e digitali. Da una parte, si assiste alla combinazione di tecnologie costruttive a secco e di tecnologie costruttive a umido. Queste ultime, riferite alla prassi costruttiva della tradizione, implicano l’uso di acqua in fase di produzione (es. calcestruzzo e malte), on-site in cantiere o off-site in stabilimento, richiedendo tempi lunghi di posa e asciugatura e rendendo i processi più lenti. Al contrario, le soluzioni a secco, orientate al futuro, prevedono l’assemblaggio di componenti prefabbricati (es. pannelli e strutture in acciaio) con sistemi di fissaggio tramite viti, bulloni o incastri, offrendo rapidità di montaggio e tempi di cantiere più corti, oltre a una maggiore flessibilità e sostenibilità anche in ottica di economia circolare. Dall’altra parte, l’uso di avanzati strumenti digitali e tecnologie BIM ha garantito un controllo preciso delle tecnologie materiali durante tutte le fasi progettuali, ottimizzando la gestione delle risorse.

La coesistenza tra vecchio e nuovo, tra struttura e spazio, diventa fulcro della metamorfosi, offrendo nuove prospettive per la riqualificazione del patrimonio edilizio esistente.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia per le informazioni di progetto – 20027FIGURA – e la documentazione tecnica il Prof. Ing. Antonio Capsoni e l’Ing. Alessandro Bonvini, dello studio di ingegneria strutturale B&C Associati, e lo studio di architettura FONDAMENTA degli Arch. Francesca Gagliardi e Federico Rossi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] EN-1998-1 (2005). Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. In: CEN, Ed., European Committee for Standardization, 36 B-1050, Brussels.
- [2] Muthumanickam, N.K., Brown, N., Duarte, J.P., Simpson, T.W. (2023). Multidisciplinary design optimization in Architecture, Engineering, and Construction: a detailed review and call for collaboration. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 66(11), 239.
- [3] Sampaio, A.Z., Gomes, A.M., Farinha, T. (2021). BIM methodology applied in structural design: Analysis of interoperability in ArchiCAD/ETABS process. *Journal of Software Engineering and Applications*, 14(6), 189-206.
- [4] Souradeep, G., Kua, H.W. (2016). Encapsulation technology and techniques in self-healing concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(12), 04016165.
- [5] Yang, X., Grussenmeyer, P., Koehl, M., Macher, H., Murtiyoso, A., Landes, T. (2020). Review of built heritage modelling: Integration of HBIM and other information techniques. *Journal of Cultural Heritage*, 46, 350-360.

CREDITI

Anno:	2023
Luogo:	Avola, Val di Noto, Sicilia, Italia
Committente:	Privato
Progetto architettonico:	FONDAMENTA
Progetto strutturale:	B&C Associati



ANNA DALLA VALLE

Architetto, PhD e ricercatrice presso il Dipartimento ABC del Politecnico di Milano. Si occupa di sostenibilità ambientale nell’intero ciclo di vita e di ottimizzazione delle risorse in ottica di economia circolare nel settore delle costruzioni.

APPLICAZIONE SPERIMENTALE DELLE LINEE GUIDA ITALIANE AD UN GRUPPO DI PONTI CON IMPALCATO IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO

EXPERIMENTAL APPLICATION OF THE ITALIAN BRIDGE GUIDELINES TO A STOCK OF STEEL-CONCRETE DECK BRIDGES

Dario Panarelli, Pier Paolo Rossi*, Nino Spinella

Università di Catania, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura - Catania, Italy

Antonino Recupero

Università di Messina, Dipartimento di Ingegneria - Messina, Italy

Il lavoro proposto presenta l'applicazione dei primi tre livelli di analisi delle recenti Linee Guida Italiane sui Ponti ad un campione di ponti, con impalcato in acciaio-calcestruzzo, situati lungo l'autostrada che collega le città siciliane di Messina e Catania. I livelli di analisi esaminati comprendono il censimento, l'ispezione visiva ed il calcolo della Classe di Attenzione dei ponti.

Dopo la raccolta dei dati di censimento e dell'ispezione visiva, i risultati di queste attività vengono descritti e analizzati criticamente, evidenziando pro e contro dei tre livelli di analisi esaminati delle Linee Guida Italiane sui Ponti. Inoltre, sulla base dei difetti rilevati e della loro numerosità, viene introdotta una metodologia per selezionare gruppi di ponti in base alla tipologia degli interventi da programmare.

This paper presents the application of the first three levels of analysis of the recent Italian Bridge Guidelines to a stock of bridges, with steel-concrete deck, located along the highway connecting the cities of Messina and Catania in Sicily, south of Italy. The examined levels of analysis comprise census, visual inspection and calculation of class of attention of bridges.

After the collection of the census and visual inspection data, the results of these activities are described and critically analysed, highlighting pros and cons of the three examined levels of analysis of the Italian Bridge Guidelines. Moreover, based on the detected defects and their numerosity, the authors have proposed a methodology to select groups of bridges based on the type of interventions to be scheduled.

1. INTRODUZIONE

Ponti e viadotti costituiscono dei punti critici delle infrastrutture di trasporto poiché questi sono soggetti a rapido deterioramento, a causa dell'assenza di manutenzione e/o dell'incremento dei carichi da traffico. Di conseguenza, la vulnerabilità strutturale aumenta rapidamente, così come anche i costi economici e sociali ad essa associati. Il patrimonio infrastrutturale italiano è uno dei più vetusti in Europa e il territorio italiano è affetto da vari rischi naturali, come terremoti, alluvioni e frane. Inoltre, soltanto poche regioni italiane e pochi enti gestori hanno

messo in essere investimenti per valutare il livello di rischio dei ponti di propria competenza coinvolgendo, per esempio, gruppi di ricerca accademici [1], [2], [3].

A seguito del crollo del ponte Polcevera (anche noto come ponte "Morandi") nel 2018 [4], la gestione e la manutenzione dei ponti è divenuta in Italia un tema di rilevante interesse. Nel 2020 il Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT) ha rilasciato le Linee Guida (LGP) per la classificazione e gestione del rischio, valutazione della sicurezza e monitoraggio dei ponti esistenti [5].

*Corresponding author. Email: pierpaolo.rossi@unict.it

L'obiettivo delle LGP è garantire un metodo avanzato, univoco ed uniforme per valutare il livello di rischio dei ponti esistenti e, successivamente, pianificare le attività di monitoraggio e manutenzione. Le LGP introducono un approccio multi-livello (con livelli da 0 a 5) con crescente grado di approfondimento. Questo approccio considera la combinazione di differenti tipologie di rischio, quale strutturale-fondazionale, sismico, idraulico e frane. Il primo livello di analisi delle LGP ha lo scopo di censire i ponti indagati, mentre il secondo livello ha lo scopo di ottenere una valutazione delle condizioni di degrado dei ponti mediante ispezioni visive. Il terzo livello valuta, per ogni tipologia di rischio considerato, la cosiddetta Classe di Attenzione (CdA) per ogni ponte oggetto d'esame. La CdA costituisce un indicatore utile per gli enti gestori a definire le azioni da intraprendere (per es. adeguamento sismico, pianificazione di un sistema di monitoraggio).

La letteratura circa le LGP è maggiormente focalizzata sui primi tre livelli di analisi (L0, L1, e L2). Ad esempio, Scalbi & al. [6] hanno condotto un'applicazione delle LGP su di un campione di sedici ponti in Calcestruzzo Armato Precompresso (CAP) presenti sul territorio della regione Lombardia e della regione Calabria. Dall'applicazione delle LGP, gli autori di cui sopra hanno evidenziato l'importanza dei programmi di manutenzione previsti nella gestione del ciclo di vita delle strutture. Zizi & al. [7] hanno applicato le LGP ad un gruppo di sessanta ponti stradali della provincia di Caserta. Sulla base dei risultati ottenuti, gli autori hanno proposto una metodologia per definire una classifica della priorità di ispezione.

Il presente lavoro descrive i risultati dei primi tre livelli di analisi previsti dalle LGP su un campione di ponti con impalcato a struttura mista, situati in Sicilia lungo l'autostrada A18. Questi risultati sono parte di una ampia campagna di indagine avviata dall'ente gestore, il Consorzio per le Autostrade Siciliane (CAS), e costituisce una delle prime campagne sperimentali in Italia basata sulle LGP e condotta su un vasto campione di ponti [5], [8].

Le analisi dei risultati tentano di evidenziare vantaggi e svantaggi delle LGP. Inoltre, viene proposto un Indice Globale di Danno (IGD) come strumento per classificare la priorità di intervento sui ponti. Questo permetterà all'ente gestore di organizzare un piano di interventi

su gruppi di ponti con le medesime caratteristiche e lo stesso degrado. Sulla base dell'approccio proposto, il numero di ponti che richiederà il livello di analisi 3 o superiore potrà essere ridotto.

Gli autori fanno notare che le analisi presentate in questo lavoro fanno riferimento all'intero campione di ponti e non al singolo caso. L'uso dei risultati del censimento e delle ispezioni visive è stato autorizzato dal titolare dei dati (CAS). Sulla base dei risultati delle ispezioni visive, il CAS ha intrapreso opportuni lavori di ripristino dei ponti di propria competenza al fine di raggiungere adeguati livelli di sicurezza.

2 APPLICAZIONE DELLE LINEE GUIDA

Le LGP operano secondo un approccio multilivello. Questo include sei livelli di analisi (da 0 a 5) che richiedono differenti attività, come di seguito descritto:

- L0. Catalogazione delle principali informazioni del ponte e raccolta della documentazione, se disponibile.
 - L1. Ispezioni visive della struttura al fine di rilevarne i difetti, le caratteristiche strutturali e geometriche del ponte, come le caratteristiche geomorfologiche e idrauliche della zona.
 - L2. Calcolo della CdA sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità e esposizione. La CdA [strutturale-fondazionale (CdA-SF), sismica (CdA-S), idraulica (CdA-I) e frane (CdA-F)] può essere alta, medio-alta, media, medio-bassa e bassa. Determinata la CdA, è possibile pianificare azioni mirate. Si noti che, per i ponti con CdA media o medio-alta, sono obbligatorie specifiche campagne di ispezione, mentre per i ponti con CdA alta sono necessarie valutazioni strutturali accurate (L4).
 - L3. Valutazione preliminare della sicurezza della struttura al fine di individuare la necessità di analisi più dettagliate (L4). Le analisi numeriche richieste al livello L3 hanno lo scopo di stimare il livello di sicurezza rispetto a quello previsto dalle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni NTC18 [9].
 - L4. Valutazione accurata del ponte in accordo con NTC18 e LGP.
 - L5. Attualmente menzionato ma non descritto dalle LGP.
- Questo studio focalizza l'attenzione sui primi tre livelli delle LGP (L0,



Fig. 1: Immagini di uno dei ponti investigati: a) prospetto; b) e c) vista dal basso; d) particolare di uno degli appoggi.

L1, L2). Le ispezioni visive condotte sul campione di ponti situati lungo l'autostrada A18 sono programmate per valutare soltanto il rischio strutturale-fondazionale e il rischio sismico e per tale motivo la CdA riferita alle rimanenti categorie di rischio (CdA-I e CdA-F) non sarà discussa in questo lavoro.

2.1 Descrizione del campione di ponti

Le procedure delle LGP sono state applicate ad un campione di 41 ponti con travi in acciaio e impalcato in acciaio-calcestruzzo (figura 1). Questi ponti appartengono all'autostrada A18, che collega le città di Messina e Catania lungo la costa orientale dell'isola. L'autostrada A18 ha più di 50 anni e la sua realizzazione risale all'inizio degli anni Settanta. Si noti che la parte orientale della Sicilia è stata interessata da eventi sismici rilevanti (ad esempio il terremoto dello stretto di Messina del 1908). Tuttavia, i ponti costruiti prima degli anni '70 sono stati progettati senza significative disposizioni anti-sismiche.

2.2 Dati raccolti

Le attività di censimento e di ispezione visiva sono state restituite sotto forma di foto e di fogli di calcolo. Inizialmente, i dati sono stati controllati mediante un protocollo automatizzato per individuare eventuali errori grossolani dovuti all'attività di ispezione. Un errore comune, ad esempio, riguarda la localizzazione del ponte e le sue coordinate. La mancanza di un elenco di risposte precompilate, nonché l'assenza di un manuale per alcune delle domande incluse nei moduli, contribuisce ad incorrere in errori. Inoltre, talvolta gli ispettori hanno fornito valori dei fattori di intensità (k_1) e di estensione (k_2) pari a 0,2 oppure 0,5 anche quando i moduli consentivano solo un singolo valore specifico (ad esempio 1,0).

I dati rivisti sono stati raccolti in un database. A tal fine, per creare, leggere, aggiornare, cancellare e interrogare e analizzare rapidamente le sezioni del database, è stata sviluppata un'applicazione web personalizzata [10].

2.3 Applicazione Web

L'applicazione web è costituita da diversi componenti che eseguono compiti specifici, come il censimento dei ponti, la compilazione dei moduli di ispezione e il calcolo della CdA. Tutti i dati sono memorizzati su un database d'interscambio dati MySQL.

Un sistema di Application Program Interfaces (API) consente lo scambio di dati tra client e server, permettendo anche di importare o esportare dati in formato MS Excel e/o JSON.

2.4 Principali caratteristiche geometriche dei ponti

In questa sezione vengono presentati i valori della lunghezza massima delle travi e dell'altezza delle pile per il campione di 41 ponti presi in esame.

In dettaglio, la figura 2 mostra la frequenza relativa dei valori della lunghezza massima delle travi e dell'altezza delle pile. La lunghezza

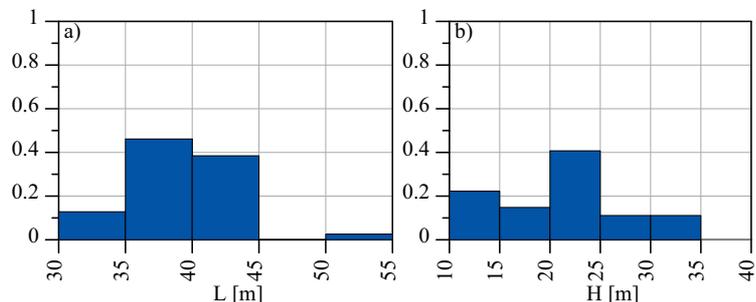


Fig. 2: Frequenza relativa: (a) lunghezza dell'impalcato (L) e (b) altezza massima delle pile (H).

massima delle travi dei ponti è per lo più compresa tra 30 e 45 m; solo pochi ponti hanno una lunghezza della trave tra 50 e 55 m. L'altezza massima delle pile è strettamente correlata alla morfologia del territorio. Per i ponti studiati, l'altezza massima delle pile è compresa tra 30 e 35 m.

3. ANALISI DEL RISCHIO

La CdA di un ponte è calcolata in funzione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione per le categorie di rischio prese in considerazione in questo lavoro, ovvero strutturale-fondazionale e sismico. A loro volta, i rischi sono analizzati in base a parametri primari e secondari, come suggerito dalle LGP.

In particolare, la pericolosità relativa al rischio strutturale-fondazionale è funzione della massa massima ammissibile dei veicoli e dalla frequenza di transito dei veicoli commerciali. A tal fine, l'ente gestore dell'autostrada ha fornito i dati relativi al transito di tutti i veicoli lungo i tratti dell'autostrada presa in esame, evidenziando un elevato numero di transiti giornalieri per l'autostrada A18 [11].

L'esposizione dipende dal traffico medio giornaliero e dalla lunghezza della campata, dai percorsi alternativi e dalle entità valicate.

La pericolosità associata al rischio sismico dipende dalle caratteristiche locali del terreno, sia in termini di accelerazione di picco (PGA) che di stratigrafia del sottosuolo. La prima è stata fornita dagli ispettori sulla base della mappa di pericolosità sismica nazionale, la seconda è stata assunta come la condizione peggiore tra quelle previste dalle NTC18.

L'esposizione alle azioni sismiche viene semplicemente assunta uguale a quella stimata per il rischio strutturale-fondazionale oppure corretta se il ponte ha una funzione strategica in caso di emergenza.

La vulnerabilità per entrambi i tipi di rischio considerati, strutturale-fondazionale e sismico, è stimata in funzione del livello di difettosità, come spiegato nel paragrafo successivo.

3.1 Livello di difettosità

Il livello di difettosità viene valutato in base ai risultati delle ispezioni visive e ai criteri indicati nelle LGP. Per ogni tipo di elemento, le LGP forniscono una lista di difetti predeterminati con un diverso grado di importanza (G) da 1 a 5. Ogni difetto è identificato dall'ispettore mediante un fattore di estensione e un fattore di intensità e , ove applicabile, indicando se il singolo difetto rilevato può influire o meno sulla statica del ponte. Inoltre, le LGP indicano una lista di elementi critici (EC), come saldature (acc_2) e bulloni (acc_6) rotti, danni alle connessioni (acc_9). Secondo gli autori, l'elenco degli EC riportato nelle LGP non può ritenersi esaustivo. Per questo motivo, è stato integrato considerando altri difetti quali il bloccaggio dei dispositivi di appoggio (acc_3), lo schiacciamento delle piastre di piombo (acc_6), l'eccessiva deformazione orizzontale della gomma (acc_8), lo schiacciamento della gomma (acc_9) e l'ovalizzazione dei rulli (acc_12).

Selezionando i risultati delle attività di ispezione, catalogati tramite l'applicazione web, è stato possibile sapere quante volte (N) è stato rilevato un difetto sul gruppo di ponti considerato ad un certo livello

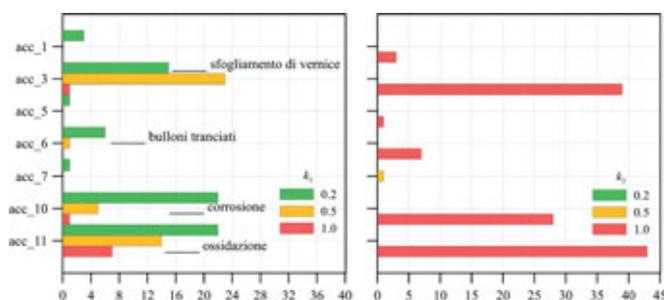


Fig. 3: Numero di difetti riscontrati nelle "travi in acciaio" per differente: (a) estensione, (b) grado di intensità.

(0,2, 0,5 o 1,0) di k_1 o k_2 . Il numero di volte in cui è stato rilevato un difetto è indicato con $N_{ki,l}$, essendo $i = 1, 2$ e $l = 0,2, 0,5$ o $1,0$. Ad esempio, la figura 3 mostra $N_{k1,l}$ e $N_{k2,l}$, che si riferiscono ai difetti rilevati nelle travi in acciaio. Tali difetti sono principalmente lo sfogliamento della vernice (acc_3), i bulloni tranciati (acc_6), la corrosione (acc_10) e l'ossidazione (acc_11).

4. CLASSI DI ATTENZIONE

Le CdA sono state calcolate per ogni ponte utilizzando la pericolosità, la vulnerabilità e l'esposizione. In particolare, le CdA sono determinate attraverso tabelle corrispondenti ai cinque livelli di pericolosità (alta, medio-alta, media, medio-bassa e bassa) e ai possibili diversi livelli della vulnerabilità e dell'esposizione.

La figura 4 riassume i risultati dei calcoli in termini di CdA strutturale-fondazionale (CdA-SF) e CdA sismica (CdA-S). I grafici a barre mostrano che, per i ponti considerati, la CdA-S è generalmente superiore alla CdA-SF. Ciò dipende dal fatto che mentre la pericolosità relativa alla CdA-SF dipende dalla frequenza dei carichi di traffico, la pericolosità sismica è influenzata dal livello di sismicità dell'area in cui si trovano i ponti, sia in termini di PGA sia in termini di classe del suolo.

L'esposizione alla CdA-S è più elevata di quella associata alla CdA-SF a causa della funzione strategica dei ponti in caso di terremoti.

L'applicazione delle LGP al campione di ponti considerato evidenzia che 16 e 18 dei 41 ponti sono stati classificati, rispettivamente, in CdA-SF e CdA-S alta. Pertanto, sarebbe necessaria un'indagine più dettagliata e più onerosa di questi manufatti.

5. INDICE DI PRIORITÀ DELLA DIFETTOSITÀ DI GRUPPO PROPOSTO

L'indice di priorità proposto in questo lavoro si basa sul principio che gli enti gestori, al fine di ridurre i costi economici e sociali, sono generalmente disposti ad effettuare lo stesso tipo di intervento manutentivo su un gruppo di ponti affetti dalle stesse tipologie di difetti. Pertanto, i dati relativi ai difetti rilevati dall'ispezione visiva sono stati analizzati per identificare i difetti che influiscono maggiormente sul livello di

difettosità del gruppo di ponti. L'elaborazione dei dati porta a ottenere un IDG comprensivo dei gradi di estensione, intensità e importanza dei difetti. Innanzitutto, per ogni difetto rilevato sul gruppo di ponti considerato, vengono calcolati due indici (K_1 e K_2) che incorporano il peso del fattore di estensione o di intensità (k_1 e k_2) del difetto esaminato. I due indici sono calcolati mediante la seguente relazione:

$$K_i = \frac{\sum_l l \cdot N_{ki,l}}{N_b} \quad (1)$$

dove i indica i fattori di estensione ($i = 1$) o di intensità ($i = 2$), $N_{ki,l}$ è il numero di volte in cui un difetto con valori assegnati del fattore di estensione o di intensità ($l = 0,2, 0,5$ o $1,0$) è stato rilevato nel gruppo di ponti e N_b è il numero di ponti in cui è stato possibile rilevare lo specifico difetto.

Per tenere conto anche del grado di importanza del difetto, l'IDG di un difetto è infine definito come:

$$IDG = (G/G_{max})\sqrt{K_1 K_2} \quad (2)$$

essendo G_{max} ($= 5$) il grado massimo di importanza dei difetti.

L'IDG restituisce un valore compreso tra 0 e 1: più alto è il valore, maggiore è l'influenza del difetto sul livello di difettosità del gruppo di ponti esaminati. L'IDG non dipende dal numero di ponti considerati perché K_1 e K_2 sono normalizzati rispetto a N_b , e quindi può essere utilizzato per dare priorità agli interventi.

Nella figura 5 sono stati considerati i difetti dei ponti considerati lungo l'autostrada A18 ed è stato calcolato l'IDG. I valori più alti dell'IDG ($\approx 0,3$) sono legati all'ossidazione (acc_10) e alla corrosione (acc_11), allo sfogliamento della vernice (acc_3) e al tranciamento dei bulloni (acc_6). I difetti dei giunti di espansione sono dovuti principalmente alla permeabilità o completa assenza della membrana di drenaggio (giunt_9) e sono caratterizzati da un valore dell'IDG pari a 0,18.

Questi risultati evidenziano una priorità complessiva degli interventi necessari per ripristinare gli effetti dei danni dovuti principalmente alla mancanza di manutenzione.

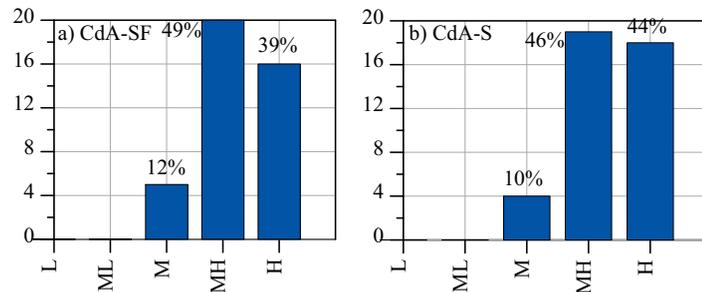


Fig. 4: Classe di Attenzione Strutturale-Fondazionale (SF) e Sismica (S) per i ponti oggetto di indagine.

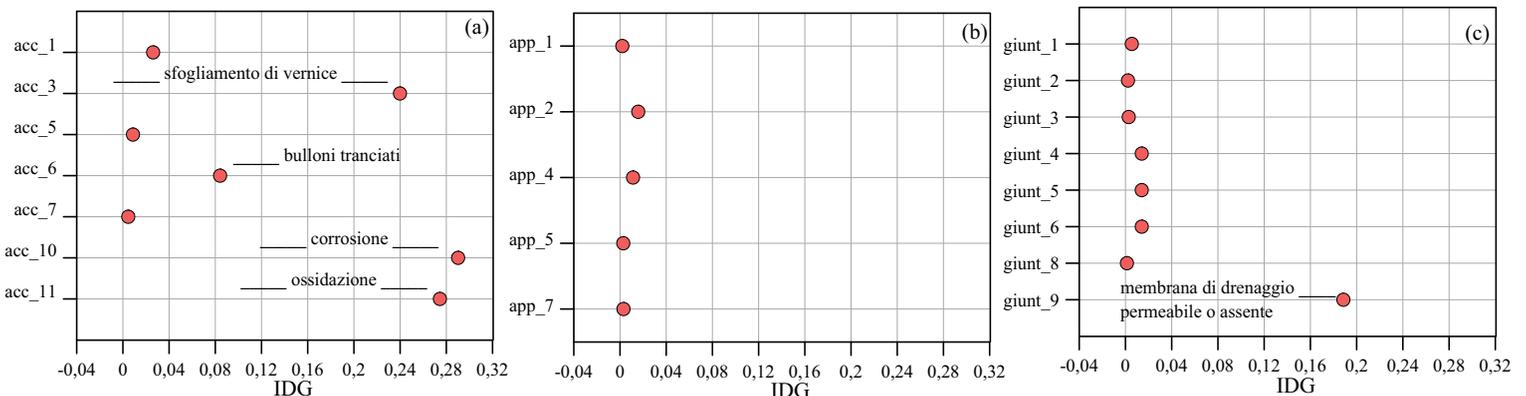


Fig. 5: Indice della difettosità del gruppo per i ponti oggetto di indagine: (a) difetti dell'acciaio, (b) difetti dei dispositivi di appoggio and c) difetti dei giunti di espansione.

8. CONCLUSIONI

Il lavoro proposto illustra i risultati sperimentali ottenuti applicando la metodologia proposta dalle Linee Guida Italiane sui Ponti Esistenti su un campione di 41 ponti con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo e situati nel fronte orientale della Sicilia. I dati acquisiti tramite ispezione visiva sono stati trattati mediante un'applicazione web, al fine di velocizzare le relative analisi. I risultati delle ispezioni visive hanno portato alla conclusione principale che i difetti più comuni rilevati sui ponti indagati riguardano l'ossidazione e la corrosione delle membrature in acciaio e sono

fondamentalmente dovuti alla mancanza di manutenzione delle strutture nei decenni passati. Le classi di attenzione strutturale-fondazionale e sismica sono elevate rispettivamente per 16 e 18 dei 41 ponti ispezionati. Pertanto, è necessaria un'attività di valutazione strutturale e sismica dettagliata su numerosi ponti. È stato suggerito un indice di difettosità di gruppo al fine di raccogliere gruppi di ponti attraverso l'aggregazione dei dati relativi ai difetti rilevati in un unico indice numerico. L'indice di difettosità di Gruppo può essere utile per programmare interventi su gruppi di ponti affetti da tipologie di difetti simili tra loro.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziamo il Consorzio Autostrade Siciliane (CAS) che ha autorizzato l'impiego dei dati del censimento e delle ispezioni visive dei ponti esaminati. Lo studio presentato è stato realizzato nell'ambito del programma di attività svolta per la convenzione tra il Consorzio Interuniversitario ReLUIIS e il Consiglio Superiore Dei Lavori Pubblici stipulata ai sensi dell'art. 3 del Decreto del Ministro delle Infrastrutture n. 578 del 17 dicembre 2020; la presente pubblicazione, tuttavia, non riflette necessariamente la posizione e le valutazioni del Consiglio.



DARIO PANARELLI

Borsista di ricerca presso l'Università di Catania. Ha conseguito il dottorato di ricerca in "Valutazione e mitigazione dei rischi urbani e territoriali - XXXV ciclo" (curriculum strutture) nel 2023 presso l'Università di Catania, Italia. Vincitore di una borsa di ricerca ReLUIIS nel 2023, svolge la sua attività di ricerca presso l'Università di Catania. L'ambito di ricerca indaga i legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio, l'instabilità laterale, fatica, corrosione, l'aderenza, le strategie di modellazione numerica e l'analisi non lineare del cemento armato.



PIER PAOLO ROSSI

È professore associato dal 2011 presso l'Università degli Studi di Catania ed è in possesso dell'abilitazione scientifica nazionale a professore di I fascia per il settore concorsuale 08/B3 Tecnica delle Costruzioni (bando d.d. 1532/2016) (2° quadrimestre 2017). Si è laureato in Ingegneria Civile presso l'Università degli Studi di Napoli "Federico II" (1993) e ha conseguito il titolo di dottore di ricerca presso l'Università degli Studi di Catania (1998). È membro di comitati editoriali di riviste internazionali e revisore di articoli pubblicati su diverse riviste internazionali. È autore o coautore di più di 170 pubblicazioni, tra articoli su rivista e articoli su atti di conferenze. Gli interessi della sua ricerca sono principalmente nell'area dell'ingegneria sismica applicata sia ad edifici che a ponti. È stato responsabile di unità di ricerca nell'ambito di programmi di ricerca nazionali ed è responsabile di convenzioni con istituti di ricerca ed enti di gestione di infrastrutture.



NINO SPINELLA

È Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni (S.S.D. CEAR-07/A, ex ICAR/09) presso l'Università di Catania. È stato Research Assistant presso la University of Toronto, Canada, lavorando col Prof. Frank J. Vecchio sul comportamento a taglio di elementi strutturali in calcestruzzo fibrorinforzato. È stato Visiting Researcher presso il Politecnico di Torino, lavorando con il gruppo del Prof. G. Mancini per lo sviluppo di un modello analitico per elementi bidimensionali in cemento armato prevalentemente soggetti a taglio. È componente dell'unità di ricerca RELUIIS dell'Università di Catania nell'ambito dell'Accordo CSLLPP-ReLUIIS attuativo del DM 578 del 17.12.2020 e 204 del 01.7.2022 "Applicazioni delle Linee Guida a tratte sperimentali".



ANTONINO RECUPERO

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso la Facoltà di Ingegneria in servizio di ruolo presso il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Messina, titolare degli insegnamenti di Fondamenti di Tecnica delle Costruzioni, di Tecnica delle Costruzioni e di Ponti. Responsabile Scientifico di numerosi progetti di ricerca nazionali e di Convenzioni Accademiche. Coautore di oltre 140 pubblicazioni scientifiche, comunicazioni a congressi e su riviste nazionali ed internazionali, oltre 100 delle quali indicizzate su motori di ricerca accreditati. Attualmente in qualità di esperto ricopre presso il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici la carica di Componente della Commissione di gestione e monitoraggio della sperimentazione prevista al comma 4 Art. 49 del D.L. n. 76 del 16/07/2020.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D. Zonta, R. Zandonini, and F. Bortot, "A reliability-based bridge management concept," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 3, no. 3, pp. 215–235, 2007, doi: 10.1080/15732470500315740.
 - [2] M. P. Limongelli et al., "Bridge structural monitoring: the Lombardia regional guide-lines," *Structural Engineering International*, 2022, doi: 10.1080/15732479.2022.2107023
 - [3] M. P. Limongelli, C. Gentile, F. Biondini, M. Di Prisco, F. Ballio, and M. Belloli, "The Monitoring Guidelines of the Lombardia Region in Italy," *Engineering Proceedings*, vol. 17, no. 1, pp. 1–16, May 2022, doi: 10.3390/ENGPROC2022017016.
 - [4] G. M. Calvi et al., "Once upon a Time in Italy: The Tale of the Morandi Bridge," *Structural Engineering International*, vol. 29, no. 2, pp. 198–217, Apr. 2018, doi: 10.1080/10168664.2018.1558033.
 - [5] Italian Ministry of Infrastructures and Transportations, *D.M. 17 December 2020. Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. 2020. Accessed: Feb. 16, 2023. [Online]. Available: <https://www.mit.gov.it/normativa/decreto-ministeriale-numero-578-del-17122020>
 - [6] A. Scalbi, G. Zani, M. di Prisco, and P. Mannella, "The role of maintenance plans on serviceability and life extension of existing bridges," *Structural Concrete*, Nov. 2022, doi: 10.1002/SUCO.202200379.
 - [7] M. Zizi, P. Bencivenga, and G. De Matteis, "Handling policies for Italian existing bridges with a territorial approach: the case study of Caserta, Italy," *Structures*, vol. 48, pp. 1306–1321, Feb. 2023, doi: 10.1016/J.ISTRUC.2022.12.114.
 - [8] Italian Ministry of Infrastructures and Transportations, *D. M. 01 July 2022. Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. 2022. Accessed: Feb. 16, 2023. [Online]. Available: <https://www.mit.gov.it/normativa/decreto-ministeriale-numero-204-del-1-luglio-2022>
 - [9] Italian Ministry of Public Works, *D.M. 17 January 2018. Nuove Norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale, vol. 42 (in Italian)*. 2018.
 - [10] G. Costantino, D. Messina, A. Recupero, P. P. Rossi, and N. Spinella, "A web plat-form for management and analysis of existing bridges," *Procedia Structural Integrity*, vol. 44, pp. 1220–1227, Jan. 2023, doi: 10.1016/J.PROSTR.2023.01.157.
 - [11] P. P. Rossi, N. Spinella, and A. Recupero, "Experimental application of the Italian guidelines for the risk classification and management and for the safety evaluation of existing bridges," *Structures*, vol. 58, p. 105387, Dec. 2023, doi: 10.1016/J.ISTRUC.2023.105387.
-

ENTRA NEL FORUM CTA

PUOI PORRE QUESITI, LEGGERE I TOPIC
PRESENTI E CONTRIBUIRE CON LA TUA
OPINIONE



VITI SENSORIZZATE KRABO®: UN'INNOVAZIONE PER UN FUTURO PIÙ SICURO.

KRABO® SENSORIZED BOLTS: AN INNOVATION FOR A SAFER FUTURE.

Simone Aiassa*, Flora Barlassina, Paolo Redaelli

Krabo, 20837 Veduggio con Colzano, Italy

Le viti sensorizzate rappresentano una recente novità nel mondo della bulloneria. Un sensore integrato nella vite consente il monitoraggio in tempo reale del carico assiale e fornisce informazioni utili per controllare lo stato dei giunti bullonati, incrementando la sicurezza della struttura. Le viti prodotte da Krabo, con il suo prodotto “KRABO® Networking Bolts”, sono un esempio di questa innovazione, il cui punto di forza è l'essere stata sviluppata per la produzione di massa. In questo articolo viene trattato il principio di funzionamento delle viti sensorizzate e vengono indagate le loro possibili applicazioni. La sperimentazione della vite KRABO® ha dimostrato un'accuratezza maggiore del 95% nella misura del carico assiale e l'intercambiabilità funzionale con una vite equivalente non sensorizzata.

The sensorized bolt represents a recent innovation in the world of fasteners. A sensor embedded in the bolt allows real-time monitoring of the axial load, obtaining useful information to check the state of the bolted joints and increasing the safety of the structure. The bolts produced by Krabo, with its product “KRABO® Networking Bolts”, are an example of this innovation, whose strong point is to be developed for mass production. This article discusses the operating principle of sensorized bolts and investigates their possible applications. The testing of the KRABO® bolt demonstrated a measurement accuracy greater than 95% on the axial load and functional interchangeability with equivalent non-sensorized bolts.

1 INTRODUZIONE

Gli elementi di fissaggio filettati sono una delle soluzioni più utilizzate per unire più parti tra loro; tra questi, viti, bulloni e prigionieri sono i più noti. La tenuta del giunto realizzato ad attrito è garantita dalla forza che l'elemento filettato esercita su di esso; questa forza è detta carico di serraggio, noto anche come carico assiale o tiro, ed è di fondamentale importanza per garantire la stabilità e la sicurezza della struttura [1]. Il carico di serraggio si ottiene serrando il bullone con una chiave: questa operazione genera una forza che allunga il tratto di vite compreso tra la testa e il dado, fornendo il precarico necessario a prevenire l'apertura degli elementi costitutivi del giunto [2]. Esistono diversi metodi per assicurare il raggiungimento del corretto precarico. Il più semplice consiste nel serrare il bullone fino a una coppia prestabilita, utilizzando una chiave dinamometrica. Questo metodo è alquanto approssimativo poiché la relazione tra la coppia applicata e il precarico dipende dall'attrito che si genera tra le superfici che entrano in contatto durante la rotazione imposta dal serraggio, il quale a sua volta dipende

da molti fattori, tra cui la lubrificazione, la rugosità delle superfici, l'area di contatto e molti altri [3]. Un metodo più preciso consiste nel far seguire a una prima chiusura a coppia nota (detta anche precoppia) una chiusura a rotazione controllata (chiusura coppia + angolo), svincolandosi così parzialmente dall'influenza dell'attrito. Per la bulloneria strutturale, questi metodi sono descritti nella norma EN 1090-2 [4], dove si riportano la sequenza di operazioni da eseguire e le precauzioni da adottare per ottenere il carico di serraggio consigliato. Sempre per la bulloneria strutturale, è previsto l'utilizzo di rondelle con indicazione di carico i cui requisiti sono specificati nella norma EN 14399-9 [5]: queste rondelle presentano delle bugne che si schiacciano durante il serraggio e permettono di verificare, mediante ispezione, che venga raggiunto il livello minimo di precarico. Un possibile metodo per conoscere il carico di serraggio consiste nella misura dell'allungamento della vite, il quale è direttamente proporzionale alla forza assiale secondo il modulo elastico di Young [6]. La misura della variazione di lunghezza della vite dovuta al serraggio può essere effettuata utilizzando diversi tipi

*Corresponding author. Email: simone.aiassa@krabo.it

di sensori; ne esistono di diversi tipi, tra questi si annoverano i sensori di lettura di spostamento (LVDT), con i quali si può misurare l'allungamento relativo tra due punti della vite stessa [7], e gli estensimetri, incollati sul gambo della vite [8] o inseriti all'interno del corpo della vite [9], la cui deformazione dovuta all'allungamento della vite viene trasformata in un segnale elettrico misurabile. Un metodo diffuso, grazie alla sua bassa invasività e la sua relativa semplicità, utilizza l'onda sonora generata da un trasduttore piezoelettrico: con questa tecnica, detta ultrasonica, il tempo impiegato dall'onda per attraversare la vite è correlato alla lunghezza della vite stessa attraverso la velocità del suono [10]. La misura diretta del carico assiale permette non solo di verificare che il serraggio sia stato eseguito correttamente, ma anche di controllare eventuali perdite di precarico a seguito delle sollecitazioni di esercizio. Numerose applicazioni richiedono l'ispezione periodica dei giunti bullonati; queste ispezioni sono costose, spesso richiedono fermi impianto e, qualora siano eseguite manualmente, possono essere rischiose per il personale addetto. Ad oggi, i metodi più comuni per identificare l'allentamento di un bullone prevedono l'ispezione visiva: le viti sono marcate con un pennarello o equipaggiate con banderuole colorate [11], in modo da poter intercettare la rotazione del bullone rispetto alla sua posizione iniziale, indice della completa perdita di precarico. Qualora si voglia prevenire una parziale perdita di carico, si procede invece al ri-serraggio del 100% dei bulloni alla coppia di progetto tramite sistemi automatici o manuali. Per facilitare queste operazioni di manutenzione, sono state recentemente introdotte alcune tecnologie che permettono di conoscere il carico delle viti tramite l'ispezione di un elemento che cambia colore sulla testa [12] o di un indicatore a livello [13]. Il vantaggio delle viti KRABO® è la possibilità di monitorare il carico da remoto [14]. Le informazioni ottenute dall'analisi dei dati trasmessi dalla vite possono essere utilizzate per pianificare la manutenzione della struttura, riducendo gli interventi a conclamata necessità. Monitorare le variazioni di carico durante la costruzione della struttura può consentire la tempestiva segnalazione di eventuali pericoli dovuti ad assestamenti o cedimenti non previsti. Il monitoraggio nel tempo del carico assiale permette, inoltre, di segnalare carichi anomali che agiscono sulla struttura e di valutare lo stato della stessa a seguito di eventi quali incendi e terremoti.

In questo articolo, nella Sezione 2 è illustrato il funzionamento delle viti KRABO®; nella Sezione 3 sono esposti i risultati di una prova strumentale che ne certifica le prestazioni attese; nella Sezione 4 sono presentati esempi delle possibili applicazioni; infine, nella Sezione 5 sono discusse le conclusioni.

2. LE VITI KRABO®

Il sensore integrato nelle viti KRABO® (figura 1) utilizza la tecnica ultrasonica per misurare il carico assiale della vite. I metodi ultrasonici sono usati per effettuare controlli non distruttivi fin dalla metà del '900 [15]; la tecnica ultrasonica è stata introdotta nel mondo della bulloneria negli anni '80 ed è sempre stata apprezzata per l'elevata precisione di misura [16]. Il funzionamento del sensore è illustrato nello schema a blocchi in figura 2. Un trasduttore piezoelettrico è incollato a una estremità della vite e, quando eccitato dalla componente analogica pilotata dal processore, produce un'onda ultrasonica a una frequenza nota, dell'ordine dei MHz. Quest'onda viaggia attraverso il gambo e rimbalza sull'estremità opposta della vite, producendo un'eco di ritorno che colpisce nuovamente il trasduttore. Il processore misura la distanza temporale, detta anche "tempo di volo", tra l'emissione dell'onda e la ricezione dell'eco di ritorno con la precisione di milionesimi di secondo. Il modulo di comunicazione senza fili permette di trasferire i dati al gateway. Una batteria fornisce tutta l'energia necessaria per alimentare l'elettronica; è possibile aggiungere un modulo di raccolta dell'energia



Fig. 1: KRABO® Networking Bolt: la vite sensorizzata prodotta da Krabo.



Fig. 2: Schema a blocchi di una vite KRABO®. Il trasduttore ultrasonico è eccitato dall'elettronica che, pilotata dal processore, permette di ottenere la misura e di comunicarla senza fili tramite l'apposito modulo. Pubblicata con permesso da [14].

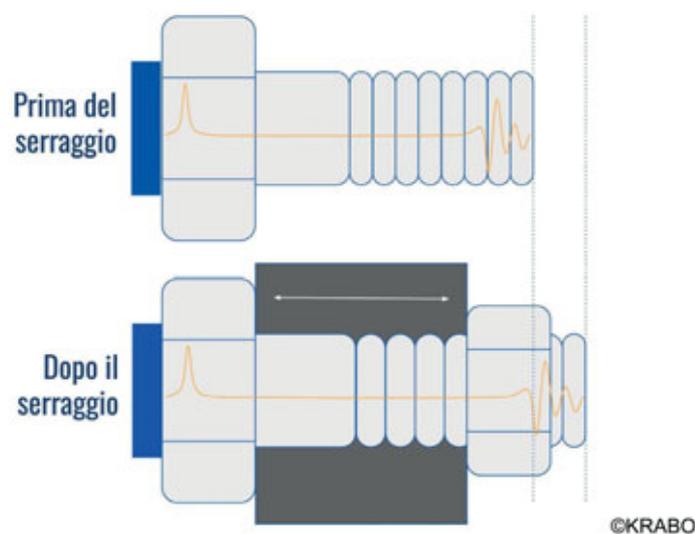


Fig. 3: Il metodo ultrasonico: è possibile misurare il carico assiale della vite in quanto esiste una relazione di proporzionalità tra l'allungamento della vite a seguito del serraggio e il carico assiale. Pubblicata con permesso da [14].

“energy harvesting”) per estendere la vita della batteria: esempi tipici di moduli per la raccolta dell’energia sono i pannelli solari o le antenne per la ricarica a radiofrequenza [17].

Come illustrato in figura 3, quando la vite viene serrata, essa si allunga di una quantità direttamente proporzionale al carico assiale; di conseguenza, è possibile misurarne il tiro conoscendo il tempo di volo prima del serraggio e dopo aver effettuato il serraggio. Tutte le viti KRABO® sono fornite calibrate e pronte all’uso: la relazione tra l’allungamento della vite e il carico di serraggio costituisce la calibrazione del sensore KRABO® e dipende sia da proprietà intrinseche della vite che da alcuni fattori esterni, quali la temperatura e la lunghezza tesa (distanza tra il primo filetto libero e il sottotesta della vite, equivalente allo spessore dei componenti del giunto da serrare). Le proprietà geometriche e fisiche della vite rilevanti per la calibrazione del sensore definiscono uno specifico codice di prodotto a cui è associata una propria calibrazione. La temperatura è misurata attraverso un sensore integrato nell’elettronica della vite KRABO® e il suo effetto è compensato attraverso algoritmi proprietari; la lunghezza tesa è l’unico dato che deve essere fornito dall’utilizzatore finale, e il suo valore è opportunamente elaborato all’interno degli stessi algoritmi.

Le viti KRABO® ospitano all’interno di una piccola cava ricavata nella testa tutta la componentistica elettronica necessaria per effettuare la misura e condividere i dati tramite la rete internet. La tecnologia KRA-

BO® permette di retrofittare viti già prodotte attraverso la lavorazione meccanica della testa e della punta, oltre che l’acquisto diretto dal produttore. In figura 4 è mostrata una vite KRABO® a confronto con la medesima vite non sensorizzata: le viti non solo presentano ingombro assimilabile, ma anche le stesse proprietà meccaniche, risultando da un punto di vista funzionale del tutto intercambiabili. In figura 5 è rappresentata l’infrastruttura delle viti sensorizzate KRABO®. La misurazione effettuata dal sensore posto all’interno della testa viene trasferita a una centralina chiamata “gateway” tramite un protocollo di comunicazione senza fili (“wireless”) di tipo Zigbee, uno standard molto affermato nella domotica per la sua robustezza e i bassi consumi [18]. Il gateway, che può essere posizionato strategicamente per ricevere il segnale wireless da più viti, invia tutti i dati al server tramite un collegamento alla rete internet di tipo cablato, WiFi® o rete mobile. Una volta alimentate e collegate alla rete, le viti KRABO® inizieranno a trasmettere il valore di carico assiale sulla piattaforma proprietaria KRABO® Cloud disponibile online [19]. In figura 6 è mostrata l’interfaccia grafica, dalla quale è possibile visualizzare le viti installate sulla propria struttura, ad esempio un ponte, suddivise per aree. In figura 7 è mostrata la pagina attraverso la quale è possibile monitorare il carico assiale nel tempo di ogni singola vite e configurare diversi parametri, tra i quali gli allarmi che permettono di ricevere una notifica al raggiungimento di soglie critiche.



Fig. 4: Vite sensorizzata KRABO® a confronto con una vite convenzionale. Pubblicata con permesso da [14].

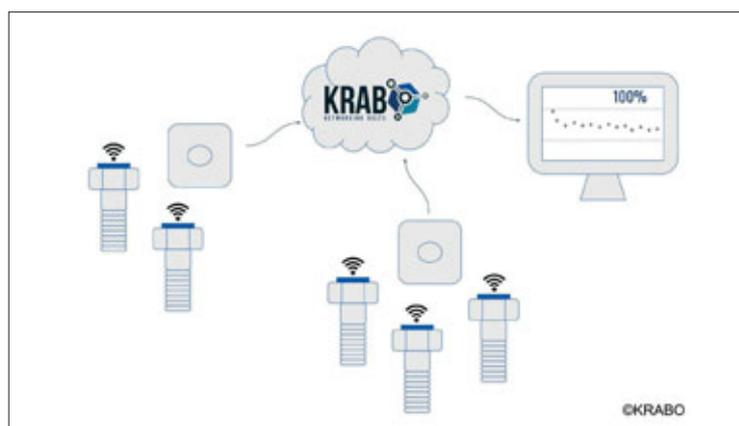


Fig. 5: L’infrastruttura di comunicazione delle viti KRABO®. Pubblicata con permesso da [14].

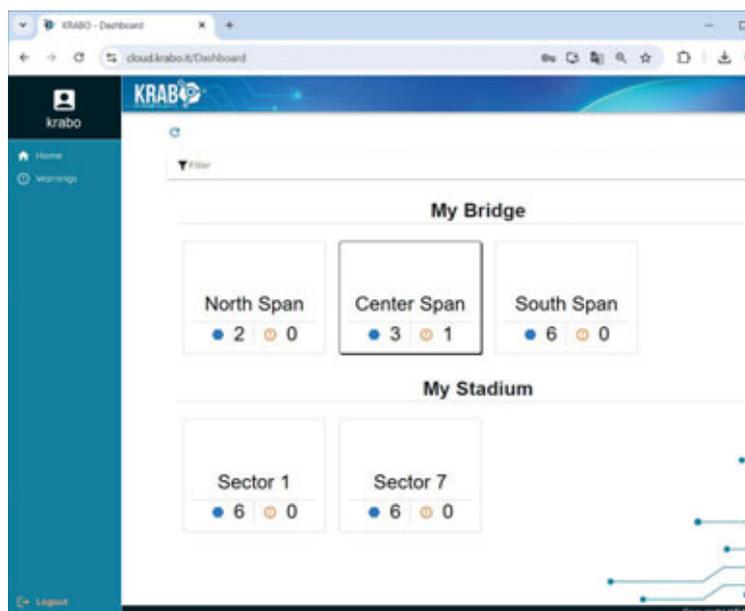


Fig. 6: KRABO® Cloud homepage: ogni vite può essere organizzata a discrezione del cliente in aree e siti.

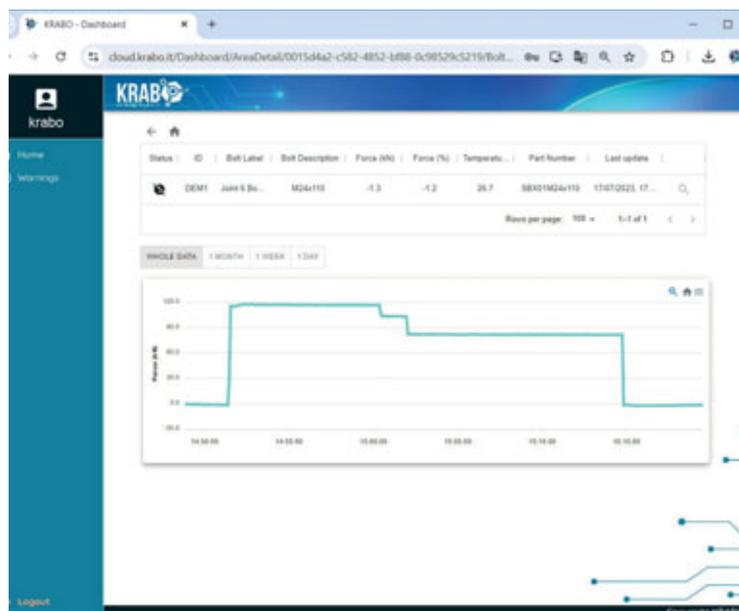


Fig. 7: Pagina di dettaglio di una vite che mostra l’andamento del carico nel tempo su KRABO® Cloud.

3. PROVA STRUMENTALE

La prova strumentale ha lo scopo di valutare l'accuratezza della vite KRABO®. La prova strumentale è stata effettuata su viti KRABO® M24x115 classe 10.9, ottenute a partire da viti in accordo allo standard ISO EN 14399-4 [20]. Le caratteristiche funzionali delle viti KRABO® sono state verificate attraverso la prova di idoneità al precarico in accordo alla ISO EN 14399-2 [21], che consiste in una prova di avvvitamento dell'assieme. In figura 8 è mostrato il risultato della prova: la vite KRABO® risponde alle richieste della EN 14399-4 per la forza massima raggiunta durante il test ($F_{bi, max}$) e per il minimo valore di differenza di angolo ($\Delta\Theta_{2,min}$). La figura 8 riporta anche il risultato della stessa prova eseguita su una vite ISO EN 14399-4 della stessa misura e dimostra che la vite KRABO® è intercambiabile con una vite

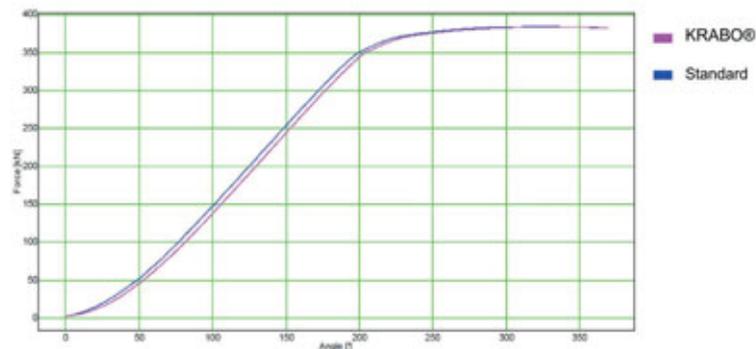


Fig. 8: Test di idoneità al precarico: sia la vite KRABO® che la vite standard equivalente risultano conformi alle richieste della norma ISO EN 14399-2.

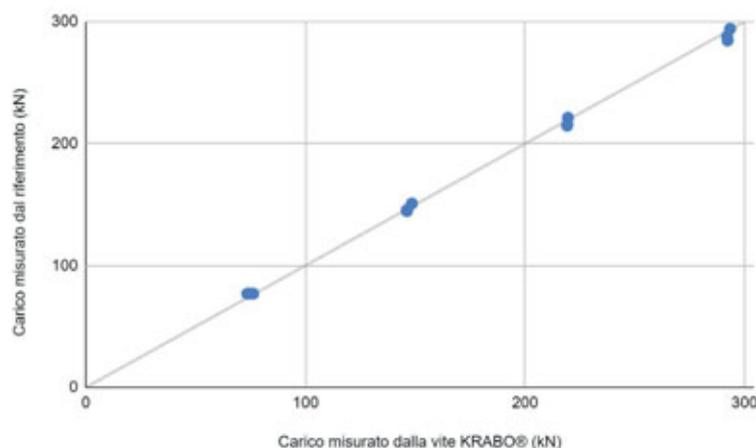


Fig. 9: Grafico a dispersione delle prove strumentali delle viti KRABO®: le viti restituiscono sempre un valore molto vicino al valore dimostrato dalla cella di riferimento.

Campione	Passo	Riferimento (kN)	KRABO® (kN)	Errore (kN)	Errore rispetto al fondo scala
Vite 1	25%	74,55	77,0	2,4	0,84%
	50%	146,2	145,8	-0,4	0,15%
	75%	219,1	214,8	-4,4	1,49%
	100%	292,3	284,8	-7,5	2,56%
Vite 2	25%	76,2	77,0	0,8	0,29%
	50%	146,2	144,7	-1,5	0,52%
	75%	219,3	216,1	-3,2	1,10%
	100%	292	288,2	-3,8	1,31%
Vite 3	25%	73,5	76,8	3,3	1,14%
	50%	148,5	150,9	2,4	0,81%
	75%	219,6	221,3	1,7	0,57%
	100%	293,4	294,4	1,0	0,33%

Tab. 1: Valutazione dell'accuratezza delle viti KRABO® in confronto con la cella di riferimento.

standard. La verifica dell'accuratezza è stata eseguita in accordo alla norma statunitense ASTM-F2482 [22]. Tale norma si applica a elementi filettati esternamente in grado di indicare il carico assiale durante il processo di serraggio e/o dopo l'installazione. All'interno della ASTM F-2482 è previsto un metodo per certificare la classe di accuratezza: il bullone sensorizzato è serrato nell'intervallo da 0 kN fino al carico di prova, che è considerato il fondo scala del sensore, a passi incrementali pari al 25% del carico di prova stesso. Il valore mostrato dalla vite sensorizzata deve essere comparato con uno strumento di riferimento in grado di misurare la tensione. L'errore massimo della vite sensorizzata rispetto al fondo scala definisce la classe di accuratezza. Come riferimento è stata utilizzata una cella di carico con un fondo scala di 400 kN collegata alla macchina di prova coppia - tiro della marca TesT, governata da un'elettronica che permette di serrare la vite al carico desiderato. Tre bulloni KRABO® M24x115 sono testati con una lunghezza tesa di 88,9 mm; tutte le misurazioni sono state eseguite tra 22°C e 23°C; sono stati campionati tre dati, a distanza di due minuti, per verificare la ripetibilità della misura; il fondo scala del sensore è 293 kN. Il valore misurato dalla cella di riferimento è confrontato con il valore rilevato dal sistema KRABO®, come mostrato su KRABO® Cloud. La figura 9 rappresenta il risultato della prova sotto forma di grafico a dispersione; le viti KRABO® risultano accurate e ripetibili, mostrando sempre un valore molto vicino al riferimento. Come dettagliato in tabella 1, la vite KRABO® mostra un errore massimo del 2,56% rispetto al fondo scala. Questo risultato conferma che la vite KRABO® rientra nella classe LT 1 ($\pm 5\%$) definita dalla norma ASTM-F2482.

4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

Le viti sensorizzate trovano applicazione in tutti i campi in cui sono richiesti interventi di verifica periodici e possono essere utilizzate in tutte quelle situazioni in cui il monitoraggio del carico assiale può incrementare il livello di sicurezza. Ne troviamo esempi nel trasporto ferroviario, nelle energie rinnovabili, nelle macchine movimento terra, nelle automobili e, naturalmente, nell'ingegneria civile e nelle grandi e piccole costruzioni. In campo ferroviario, lo standard di riferimento inglese prescrive il controllo di tutte le viti della linea, con intervalli annuali, trimestrali o mensili, a seconda del traffico [23]. Per effettuare questi controlli, esistono tecnologie basate su telecamere che fotografano e verificano i giunti intercettando viti rotte o allentate, ma necessitano di un vettore che percorra la linea [24]. Solitamente, i costruttori di torri eoliche richiedono una verifica del carico di serraggio delle viti dopo le prime 500 ore di esercizio [25], mentre il controllo del 10% delle viti viene effettuato da 2 a 4 volte l'anno [26]. Le viti delle gru a torre, secondo la normativa statunitense, devono essere verificate annualmente [27]. Nel settore dei macchinari movimentazione terra, il controllo del sottocarro e delle viti rappresenta il 50% del costo totale di manutenzione di un escavatore [28], e i costruttori di camion possono prescrivere la verifica degli elementi di fissaggio dello chassis ogni 100.000 km [29]. In tutte queste applicazioni, l'utilizzo delle viti KRABO® avrebbe il vantaggio non solo di limitare la manutenzione periodica ai giunti necessari, riducendo così i costi, ma anche di incrementare la sicurezza grazie al monitoraggio continuo, che permette di intercettare perdite di carico prima del completo allentamento. Per la bulloneria strutturale, i controlli da effettuarsi prima e dopo il serraggio sono definiti nella norma EN 1090-2, che specifica i requisiti per l'esecuzione delle strutture di acciaio e di alluminio, indipendentemente dalla loro tipologia e forma (per esempio edifici, ponti, piastre, travi reticolari), comprese le strutture soggette a fatica o ad azioni sismiche. Questi controlli si basano su un controllo parziale (5 o 10% dei bulloni, a seconda dei casi), da effettuarsi con modalità differenti a seconda della strategia di serraggio scelta, ma

comunque onerosi in termini di tempo e personale [30]. L'impiego delle viti KRABO® eliminerebbe l'onere del controllo e assicurerebbe una maggiore precisione del serraggio, misurando direttamente il carico e incrementando efficienza e sicurezza. Molte applicazioni potranno essere esplorate grazie alle viti sensorizzate; basti pensare alla possibilità di utilizzare le informazioni ottenute dai bulloni sensorizzati per monitorare i movimenti e il degrado di strutture quali ponti ed edifici, o alla loro applicazione estensiva nel campo automotive, ad esempio nei bulloni delle ruote, per incrementare la sicurezza sulle strade.

5. CONCLUSIONI

Le viti KRABO® sono una tecnologia innovativa che, tramite un senso-

re integrato all'interno della vite stessa, permette di misurare il carico assiale. Il dato, che viene trasmesso senza necessità di cablaggio a una centralina, è visualizzabile e sempre disponibile tramite un'interfaccia web. La prova strumentale effettuata sulla vite KRABO® M24x115 ha dimostrato un'accuratezza del valore del carico assiale superiore al 95%. La tecnologia KRABO® permette di retrofittare viti già prodotte, oltre che l'acquisto diretto dal produttore. La vite KRABO® M24x115, realizzata a partire da una vite standard ISO EN 14399-4, ha mantenuto le caratteristiche funzionali, risultando intercambiabile con l'originale. L'adozione graduale di questa tecnologia, sia in nuove strutture che nel recupero di costruzioni esistenti, rappresenta una grande opportunità per prevenire l'allentamento dei giunti bullonati, con benefici per la sicurezza.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bickford J. H. (2007). Introduction to the design and behavior of bolted joints: non-gasketed joints. CRC press. Pagine 1-2.
- [2] Nord-Lock Group. Cosa Succede Al Precarico E Alla Forza Di Serraggio Quando Vengono Applicati Carichi Esterni?. Disponibile online: <https://www.nord-lock.com/it-it/insights/bolting-tips/2021/what-happens-to-preload-and-clamp-force-when-external-loads-are-applied/>. Visitato il 15 maggio 2024.
- [3] Stang A. H. (1949). The Relation of Torque to Tension for Steel Bolts Vol. 955. U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards. Pagine 1-4.
- [4] UNI. Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio. UNI EN 1090-2:2018. Disponibile dal 20 novembre 2018.
- [5] UNI. Assiemi di bulloneria strutturale ad alta resistenza da precarico - Parte 9: Sistema HR o HV - Rondelle con indicazione di carico per assiemi vite e dado. UNI EN 14399-9:2018. Disponibile dal 2 agosto 2018.
- [6] Bickford J., Nassar S. A. (1998). Handbook of bolts and bolted joints. CRC press. Pagina 572.
- [7] Jang S., Nam J., Lee S., Oh J. H. (2019). A Simple, Reusable and Low-Cost LVDT-Based in Situ Bolt Preload Monitoring System during Fastening for a Truck Wheel Assembly. *Metals*, 9(3), 336.
- [8] Yadavar Nikraves, S., and Goudarzi, M. (2017). A Review Paper on Looseness Detection Methods in Bolted Structures. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 14, 2153-2176.
- [9] McCarthy M., Lawlor V. P., Stanley W. (2019). Effects of Variable Clearance in Multi-Bolt Composite Joints. *Advanced Composites Letters*, 13, 175-184.
- [10] Notch J. S. (1985). Bolt Preload Measurements Using Ultrasonic Methods. *Engineering Journal*, 22(2), 98-103.
- [11] DT Driver Training. What are the yellow plastic indicators on truck and bus wheels? Disponibile online: <https://www.drivingtests.co.nz/resources/what-are-the-yellow-plastic-indicators-on-truck-and-bus-wheels/>. Visitato il 15 maggio 2024.
- [12] Smartbolts. Smartbolts® HOW IT WORKS. Disponibile online: <https://smartbolts.com/how-it-works>. Visitato 15 maggio 2024.
- [13] Clarke R. C. Method of monitoring fastening loading. Brevetto US8646162B2. Depositato il 20 novembre 2012, pubblicato il 11 febbraio 2014.
- [14] Krabo. KRABO website. Disponibile online: <https://krabo.it/>. Visitato il 15 maggio 2024.
- [15] Blitz J., Simpson G. (1995). Ultrasonic methods of non-destructive testing. Springer Science & Business Media.
- [16] Pan Q., Pan R., Shao C., Chang M., Xu X. (2020). Research review of principles and methods for ultrasonic measurement of axial stress in bolts. *Chinese Journal of Mechanical Engineering*, 33, 1-16.
- [17] Redaelli P., Aiassa S., Barlassina F., et al. Circular polarization antenna for rf energy harvesting, Brevetto WO2023084552. Depositato il 11 novembre 2022, pubblicato il 19 maggio 2023.
- [18] Somani N. A., Patel Y. (2012). Zigbee: A low power wireless technology for industrial applications. *International Journal of Control Theory and Computer Modelling (IJCTCM)*, 2(3), 27-33.
- [19] Krabo. KRABO® Cloud. Disponibile online: <https://cloud.krabo.it/>. Visitato il 15 maggio 2024.
- [20] UNI. Assiemi di bulloneria strutturale ad alta resistenza da precarico - Parte 4: Sistema HV - Assiemi vite e dado esagonali. UNI EN 14399-4:2015. Disponibile dal 7 giugno 2016
- [21] UNI. Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 2: Prova di idoneità all'impiego. UNI EN 14399-2:2005. Disponibile dal 11 dicembre 2007.
- [22] ASTM. Standard Specification for Load-Indicating Externally Threaded Fasteners. ASTM F2482/F2482M-21. Ultimo aggiornamento 20 Gennaio 2022.

- [23] Defence Infrastructure Organisation (2017). MOD UK Railways - Permanent Way Design and Maintenance Standards. Issue 5.
- [24] Liu S., Wang Q., Luo Y. (2019). A review of applications of visual inspection technology based on image processing in the railway industry. *Transportation Safety and Environment*, 1(3), 185-204.
- [25] Brown M. (2012). Validating tightness can help foresee failure issues in bolted flanges. *Wind System Magazine*.
- [26] Chan D., Mo J. (2017). Life cycle reliability and maintenance analyses of wind turbines. *Energy Procedia*, 110, 328-333.
- [27] U.S. Department of labor. Safety and Health Regulations for Construction - Cranes and Derricks in Construction: Tower cranes. Standard numero 1926.1435.
- [28] Caterpillar. Guide to Undercarriage Maintenance. Disponibile online: <https://catused.cat.com/en/guide-to-undercarriage-maintenance/7/blogcontent.html>. Visitato il 22 maggio 2024.
- [29] Daimler Truck North America LLC. (2022). Business Class M2 Maintenance Manual. STI-455-7.
- [30] De Matteis G. (2015). Bulloneria strutturale quadro normativo Fabbricazione – Controlli e Prove – Certificazioni. Monografia Tecnica. Fondazione Promozione Acciaio.
-



SIMONE AIASSA

Dottorato di ricerca in ingegneria elettronica al Politecnico di Torino, è entrato da 4 anni in Fontana Gruppo come ingegnere di ricerca e sviluppo. Lavora all'integrazione dei sistemi elettronici, e all'infrastruttura wireless e software delle viti sensorizzate KRABO®.



FLORA BARLASSINA

Laureata in ingegneria dei materiali presso il Politecnico di Milano, lavora da 10 anni in Fontana Gruppo come ingegnere di ricerca e sviluppo. In Krabo si occupa dell'industrializzazione delle viti sensorizzate KRABO®, dalle lavorazioni all'integrazione dei materiali.



PAOLO REDAELLI

Laureato in ingegneria meccanica presso il Politecnico di Milano, lavora in Gruppo Fontana da 17 anni come responsabile del reparto di ricerca e sviluppo. Come manager di Krabo, coordina il team di lavoro per lo sviluppo del prodotto KRABO® Networking Bolts.



Maintain steel integrity[®]

Motivated by the toughest of conditions, we constantly seek to solve the problems that lie ahead. As a trusted maintenance partner, we offer innovative products and technologies that deliver exceptional performance for steel assets.



Support efficient
operations



Reduce hazards
and risk



Minimise
environmental impact

ENERGY MAINTENANCE



MANUTENZIONE DEL VIADOTTO PLATANO

INNOVENTIONS
Coatings for life

ECCEZIONALE PROTEZIONE ED ESTETICA DI ALTA QUALITÀ

Il viadotto, inaugurato nel 1978, unisce Campania e Basilicata collegando Potenza all'autostrada A2. È il terzo ponte più alto d'Italia ed è lungo 302 metri. La parte centrale tra i due puntoni è di 140 metri, le due parti laterali misurano circa 80 metri.

Innoventions srl
via Vittorio Veneto 111
20091 Bresso (MI)
M +39 3355316264
T +39 026428117
info@innoventions.eu



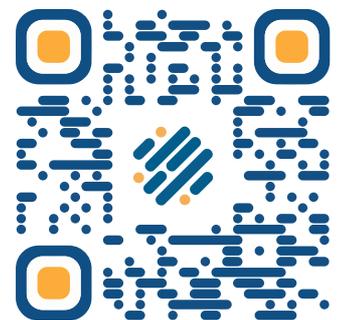
La manutenzione (2015-2017) ha interessato una superficie esterna e interna di circa 40.000 metri quadrati. Su superficie sabbiata è stato applicato il ciclo protettivo M2 di ANAS costituito da un fondo epossidico surfac e tolerant, spessore 200 μm DFT, e da una finitura Fluorcoat, spessore > 40 μm DFT, colore RAL 5012. Le ispezioni del 2023-2024 non hanno rilevato variazioni di colore né sfarinamento, distacchi o altri difetti.



PAVIMENTAZIONI • COMPONENTI PER SCAFFALATURE • GRADINI

ABAGRIGLIATI SRL

Azienda italiana che opera dal 1975 nel campo dei grigliati e delle strutture metalliche. Con esperienza, conoscenza e professionalità, è la vostra prima scelta per realizzare le vostre idee e i vostri bisogni.



www.abagrigliati.it

Abagrigliati SRL
via dell'Artigianato 10 Massanzago (PD) 35010
TEL. 049 579 7535 / MAIL: info@abagrigliati.it

TOKBO

accelerometro



forza di serraggio



temperatura



inclinometro



Tokbo: il sensore che non c'era.

Tokbo rivoluziona il monitoraggio strutturale grazie al suo sensore all'avanguardia, capace di rilevare più parametri tramite un unico dispositivo.

Crea un digital twin sempre aggiornato della tua struttura metallica, per avere una fotografia precisa e costante del suo stato di salute e delle sue variazioni nel tempo. Tokbo si applica con facilità su qualsiasi giunzione filettata di infrastrutture esistenti o di nuova costruzione.

Anticipa i problemi, abilita la manutenzione predittiva e riduci i costi con il supporto dei nostri modelli di IA. Affidati a Tokbo per una gestione più sicura e intelligente delle tue infrastrutture.

Scopri di più, contattaci:

info@tokbo.it

+39 0362 980 225

VISITA IL
NOSTRO SITO 

SEGUICI
SU LINKEDIN 



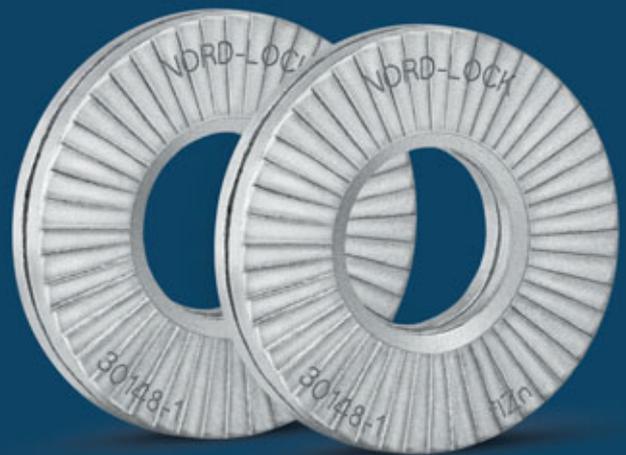
TOKBO

Monitoring System

RONDELLE NORD-LOCK SC: UN METODO EFFICACE, AFFIDABILE E MARCATO CE PER LA SICUREZZA DELLE GIUNZIONI BULLONATE NELLE STRUTTURE IN ACCIAIO.



Il marchio CE si trova ovunque, ma solo ora è possibile vederlo su un sistema di sicurezza antisvitamento.



Tel.: +39 011 95 39 656
Email.: info@nord-lock.it
nord-lock.it

NORD-LOCK®
PART OF THE NORD-LOCK GROUP

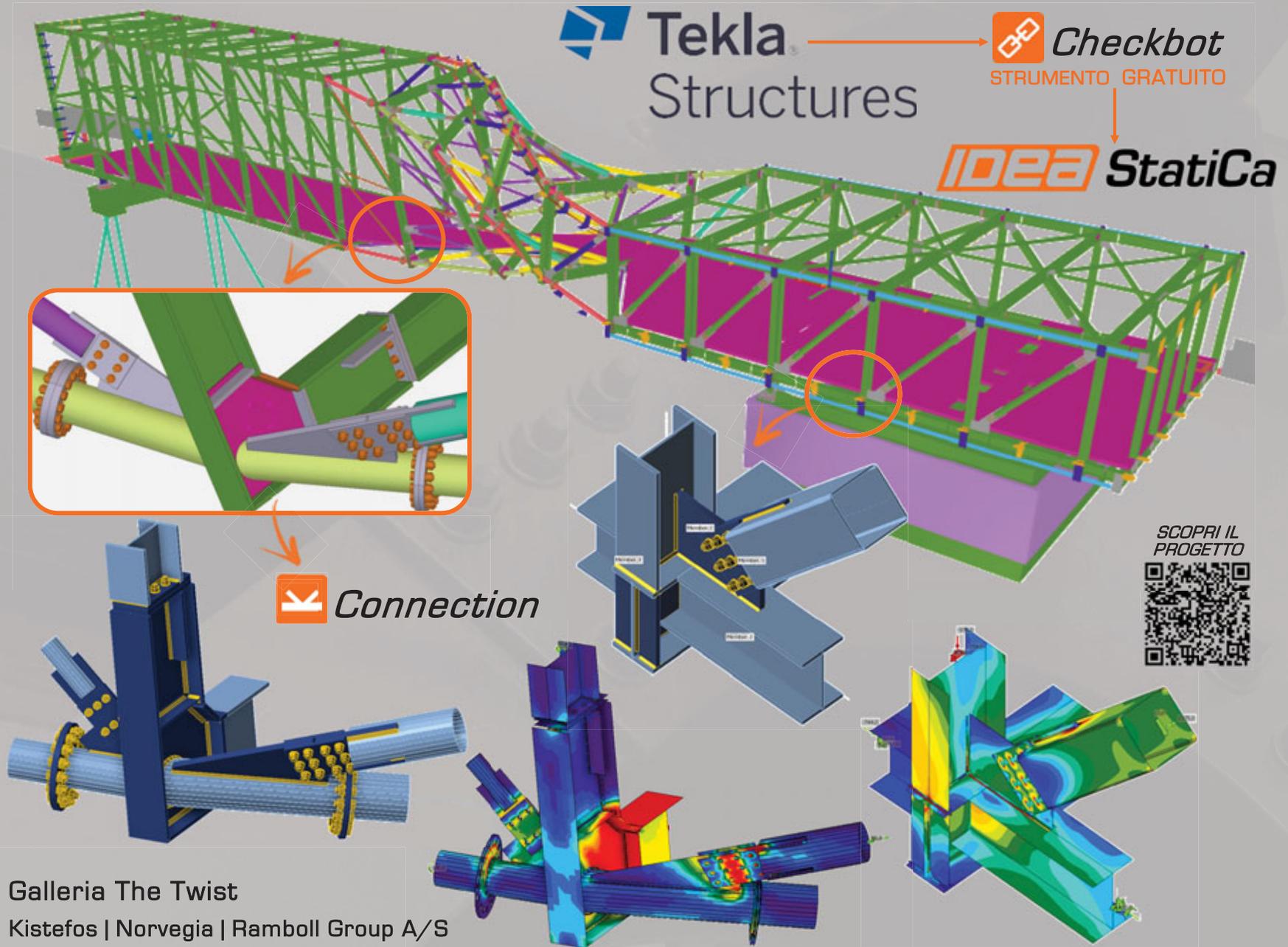
IIS DA SEMPRE AL SERVIZIO DELL'INDUSTRIA



**ISTITUTO ITALIANO
DELLA SALDATURA**

IDEA StatiCa® Connection

SOFTWARE LEADER MONDIALE PER LA VERIFICA FEM IN CAMPO NON LINEARE DI CONNESSIONI IN ACCIAIO ATIPICHE E COMPLESSE



Galleria The Twist

Kistefos | Norvegia | Ramboll Group A/S

Parallelepipedo ritorto al centro di 90° e largo 60 m che si allunga dalla sponda più bassa a sud fino alla sponda più alta a nord. Oltre a fungere da ponte, la struttura è una galleria d'arte con 3 spazi espositivi da 1.000 m² complessivi



EISEKO
Software for building
www.eiseko.it



**SCANSIONA IL QR CODE E SCOPRI
L'OFFERTA RISERVATA AI LETTORI**

EISEKO COMPUTERS S.r.l.

Viale del Lavoro 22/D, 37036 San Martino B. A. (VR)
+39 045 80 31 894

idea@eiseko.it

**NUOVO, POTENTE, AFFIDABILE, COMPLETO...
RIVOLUZIONARIO!**

CDJ *Win*

2024 Edition **Computer Design of Joints**
FEA Connection

**Niente più problemi
con le giunzioni
metalliche...**

**Navigatore
Fotorealistico
dell'intera
struttura***

**Progetta la tua
unione in acciaio
con CDJ Win!**

**Software per l'analisi agli
elementi finiti 3D delle unioni in acciaio
di geometria qualsiasi, con input da CAD 3D
integrato in modellazione solida**

CDJ Win, sfruttando la libertà compositiva della
modellazione tridimensionale, rappresenta
una **soluzione ideale** ed efficace per far
crescere emigliorare la tua esperienza
nella progettazione strutturale!!

**Deformata con
ColorMap degli Spostamenti Totali**

**Novità: da oggi disponibile la versione
"CDJ Junior - Base" a soli € 300.00 + iva**

Visita il nostro sito www.stsweb.it per visionare i nostri video tutorials.

Richiedi una dimostrazione in connessione remota al seguente indirizzo email: cdj@stsweb.it



Via Tre Torri, 11 - 95030 Sant'Agata li Battiati (CT)
e-mail: sts@stsweb.it
tel. 095/7252559-7254855 fax 095/213813

Corso Gelone, 39 - 96100 Siracusa
e-mail: sts.siracusa@stsweb.it
tel. 0931/66220

Visiona i nostri
video tutorials su

DAVIDGRAP
SIRACUSA 96100