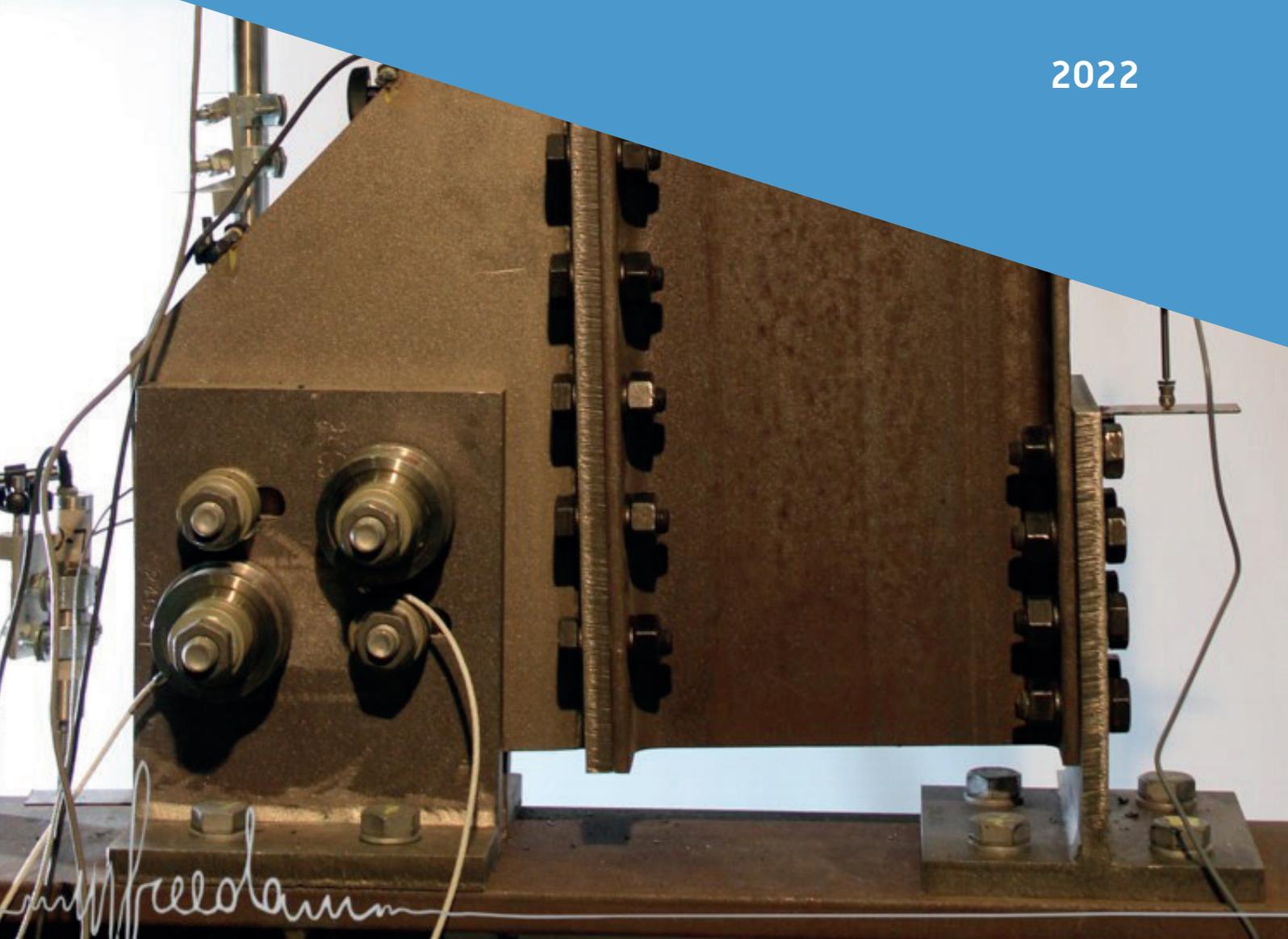


ECCS
CECM
E K S



Progettazione sismica di strutture in acciaio con collegamenti FREE from DAMage

2022





FREEDAM-PLUS

Valorizzazione della conoscenza per connessioni in acciaio

FREE from DAMage

Grant Agreement Number: 899321-2020

Progettazione sismica di strutture in acciaio con collegamenti

FREE from DAMage

a cura di Vincenzo Piluso e Massimo Latour

Autori:

Vincenzo Piluso (Coordinatore), Gianvittorio Rizzano, Massimo Latour, Rosario Montuori, Elide Nastri, Antonella B. Francavilla, Sabatino Di Benedetto

Università di Salerno, Italia

Raffaele Landolfo, Mario D'Aniello

Università di Napoli, Italia

Luis Simões da Silva, Aldina Santiago, Ana Francisca Santos

Università di Coimbra, Portogallo

Jean-Pierre Jaspart, Jean-Francois Demonceau

Università of Liege, Belgio



31/03/2021

FREEDAM-PLUS

Progettazione sismica di strutture in acciaio con collegamenti FREE from DAMage

1° Edizione, Marzo 2022

Publicato da:

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork
publications@steelconstruct.com
www.steelconstruct.com

All Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta, memorizzata in un sistema di recupero delle informazioni o trasmessa, senza la preventiva autorizzazione del titolare del diritto d'autore, in qualsiasi forma e con qualsiasi mezzo: elettronico, meccanico, mediante fotocopie, mediante registrazione o altri mezzi.

ECCS non si assume alcuna responsabilità per quanto riguarda l'uso a qualsiasi fine del materiale e delle informazioni contenute in questa pubblicazione.

Copyright © 2022 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: 978-92-9147-187-4

Stampato a Macasi Artes Gráficas, Coimbra, Portugal

Progettazione sismica di strutture in acciaio con collegamenti FREE from DAMAge

Questo documento è la traduzione in lingua italiana del volume finale sulle connessioni in acciaio FREEDAM sviluppate nel progetto RFCS FREEDAM - FREE from DAMAge steel connections (RFSR-CT-2015-00022). Questa traduzione è parte integrante del progetto RFCS FREEDAM-PLUS - Valorizzazione della conoscenza per le connessioni in acciaio FREE from DAMAge (Grant Agreement Number: 899321-2020) ed è stata eseguita da Antonella Bianca Francavilla, Sabatino di Benedetto, Elena Elettore ed Elide Nastri dell'Università degli studi di Salerno e da Mario D'Aniello, dell'Università degli studi di Napoli Federico II.

Volume finale (versione in inglese):

Vincenzo Piluso (Coordinatore), Gianvittorio Rizzano, Rosario Montuori, Massimo Latour, Elide Nastri, Antonella Bianca Francavilla (Università degli Studi di Salerno, Italy)

Raffaele Landolfo, Mario D'Aniello (Università degli Studi di Napoli Federico II, Italy)

Luis Simões da Silva, Aldina Santiago, Ana Francisca Santos (Universidade de Coimbra, Portugal)

Jean-Pierre Jaspart, Jean-Francois Demonceau (Universite de Liege, Belgium)

Organizzazioni partecipanti

Le organizzazioni che partecipano al progetto FREEDAM PLUS sono le seguenti:

Universidade de Coimbra
Paço das Escolas, Coimbra, 3001
451 Portugal
www.uc.pt

Università degli Studi di Salerno
Via Giovanni Paolo II 132, Fisciano
SA, 84084 Italy
www.unisa.it

Università degli Studi Di Napoli Federico II
Corso Umberto I, 40 , Napoli,
80138 Italy
www.unina.it

Universite de Liège
Place Du 20 AOUT 7 Liège, 4000
Belgium
www.uliege.be

Universitatea Politehnica Timisoara
Piata Victoriei 2 Timisoara 300006
Romania
www.upt.ro/

European Convention For Constructional Steelwork
Avenue Des Ombrages 32/20
32 Bruxelles 1200 Belgium
www.steelconstruct.com

Ozyegin Universitesi
Nisantep Mah Orman Sok 13,
Alemdag Cekmekoy Istanbul 34794
Turkey
www.ozyegin.edu.tr/eng

National Technical University Of Athens
Heron Polytechniou 9 Zographou C,
Athina 15780 Greece
www.ntua.gr

Ceske Vysoke Uceni Technicke V Praze
Jugoslavskych Partyzanu
1580/3 Praha 160 00 Czech
Republic
www.cvut.cz/en

Institut National Des Sciences Appliquees De Rennes
Avenue Des Buttes De Coesmes 20
Rennes Cedex 7, 35708 France
www.insa-rennes.fr

Technische Universiteit Delft
Stevinweg 1 Delft 2628 Cn
Netherlands
www.tudelft.nl

Univerza V Ljubljani
Kongresni TRG 12 Ljubljana
1000 Slovenia
www.uni-lj.si

Institut National Des Sciences Appliquees De Rennes
Avenue Des Buttes De Coesmes 20
Rennes CEDEX 7 35708 France
www.insa-rennes.fr

Universitet Po Arhitektura Stroitelstvo I Geodezija
Hristo Smirnenki BLVD 1, Sofia,
1046 Bulgaria
www.uacg.bg

Universitat Politecnica De Catalunya
Calle Jordi Girona 31
Barcelona 08034 Spain
www.upc.edu

Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen
Templergraben 55 Aachen, 52062
Germany
www.rwth-aachen.de

SOMMARIO

SOMMARIO	I
PREFAZIONE.....	V
INDICE DELLE FIGURE	IX
INDICE DELLE TABELLE	XVII
CAPITOLO 1 - UNA PANORAMICA SULLE CONNESSIONI “SMART” PER TELAI SISMO-RESISTENTI	
1.1 INTRODUZIONE	1
1.2 INCOVENIENTI DELLE CONNESSIONI TRADIZIONALI	5
1.3 CONNESSIONI “SMART”	10
1.3.1 Connessioni “smart” con dissipatori isteretici	10
1.3.2 Connessioni “smart” dotate di BRBs	13
1.3.3 Connessioni “smart” dotate di dissipatori ad attrito	16
1.4 CONNESSIONI RICENTRANTI.....	22
1.5 BIBLIOGRAFIA	25
CAPITOLO 2 - DISSIPATORI AD ATTRITO	
2.1 INTRODUZIONE	29
2.2 SELEZIONE DEI MATERIALI PER GLI SPESSORI AD ATTRITO	34
2.3 COMPORTAMENTO SOTTO CONDIZIONI DI CARICO CICLICO	39
2.3.1 Layout per i test a bassa velocità	40
2.3.2 Layout for i test ad alta velocità.....	42
2.3.3 Sommario dei risultati dei test.....	43
2.4 PERDITE DI PRECARICO DURANTE LA VITA DI SERVIZIO.....	58
2.4.1 Introduzione	58
2.4.2 Perdita di precarico a breve termine	61
2.4.3 Perdita di precarico a lungo termine	65
2.5 PROGETTO E MODELLAZIONE AVANZATA DEI DISSIPATORI AD ATTRITO.....	67
2.5.1 Valori di progetto del coefficiente d’attrito e modelli di regressione	67
2.6 BIBLIOGRAFIA	70
CAPITOLO 3 - SVILUPPO DELLE CONNESSIONI FREEDAM	
3.1 INTRODUZIONE	73
3.2 PROVE SPERIMENTALI SU NODI ESTERNI	75
3.2.1 Descrizione del setup di prova	75
3.2.2 Risultati dei test sperimentali	81
3.3 PROVE SPERIMENTALI SU NODI INTERNI.....	87
3.3.1 Setup di prova e programma sperimentale.....	87
3.3.2 Risultati dei test sperimentali	90
3.4 CONCLUSIONI	93
3.5 BIBLIOGRAFIA	95

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI DEI DISPOSITIVI E DEI COLLEGAMENTI FREEDAM

4.1	INTRODUZIONE	99
4.2	MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITE DEI DISPOSITIVI FREEDAM.....	100
4.2.1	<i>Ipotesi di modellazione.....</i>	100
4.2.2	<i>Validazione e discussione dei risultati</i>	104
4.3	MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITE DELLE CONNESSIONI FREEDAM	108
4.3.1	<i>Ipotesi di modellazione.....</i>	109
4.3.2	<i>Validazione e discussione dei risultati: nodi esterni</i>	111
4.3.3	<i>Validazione e discussione dei risultati: nodi interni</i>	113
4.4	SINTESI DEI RISULTATI AI FINI DELLE REGOLE DI PROGETTO	115
4.4.1	<i>Taglio nelle connessioni a T ed a L.....</i>	115
4.4.2	<i>Influenza della forza di precarico nei bulloni dello smorzatore.....</i>	118
4.4.3	<i>Influenza del coefficiente di attrito.....</i>	121
4.5	BIBLIOGRAFIA	123

CAPITOLO 5 - COMPORTAMENTO SOTTO AZIONE DA IMPATTO

5.1	INTRODUZIONE	125
5.2	SMORZATORI FREEDAM SOGGETTI AD AZIONI DERIVANTI DA IMPATTO	126
5.2.1	<i>Descrizione dei provini e del programma sperimentale.....</i>	126
5.2.2	<i>Descrizione dell'apparato di prova.....</i>	128
5.2.3	<i>Risultati sperimentali</i>	129
5.2.4	<i>Simulazione dei risultati sperimentali</i>	131
5.3	NODI FREEDAM SOTTO AZIONI DA IMPATTO.....	133
5.3.1	<i>Nodi provati sperimentalmente</i>	133
5.3.2	<i>Studio sui nodi esterni.....</i>	134
5.3.3	<i>Studio sui nodi interni</i>	138
5.3.4	<i>Sintesi delle nuove indicazioni per regole di progetto</i>	147
5.4	BIBLIOGRAFIA	149

CAPITOLO 6 - SIMULAZIONE SISMICA SOTTO AZIONI PSEUDO-DINAMICHE

6.1	INTRODUZIONE	153
6.2	MODELLO STRUTTURALE.....	154
6.3	PROVE PSEUDO-DINAMICHE SULLA STRUTTURA CON CONNESSIONI RBS	157
6.4	PROVE PSEUDO-DINAMICHE SULLA STRUTTURA CON CONNESSIONI FREEDAM.....	163
6.5	SIMULAZIONI NUMERICHE DELLA RISPOSTA SISMICA.....	169
6.6	CONFRONTO DELLA PERFORMANCE SISMICA	178
6.7	BIBLIOGRAFIA	182

CAPITOLO 7 - RACCOMANDAZIONI PROGETTUALI PRE-NORMATIVE

1.	SCOPO	183
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	183
3.	BASI DELLA PROGETTAZIONE: STATI LIMITE E CLASSI DI DUTTILITA'	183
4.	RAPPRESENTAZIONE DI BASE DELL' AZIONE SISMICA.....	184
5.	ANALISI E VERIFICA	184

6.	FATTORE DI STRUTTURA PER LO SPETTRO RIDOTTO NELL'APPROCCIO BASATO SULLE FORZE	185
7.	DISPOSIZIONI GENERALI RELATIVE AI DISPOSITIVI AD ATTRITO.....	186
8.	CRITERI DI DEFORMAZIONE E MODELLI DI RESISTENZA DEI MATERIALI	186
9.	CONTROLLO DEGLI EFFETTI DEL SECONDO ORDINE	188
10.	LIMITAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI INTERPIANO	189
11.	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	190
12.	MATERIALI	190
13.	CRITERI DI PROGETTAZIONE	190
14.	TRAVI	191
15.	COLONNE	192
16.	COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA	193
17.	GIUNTI DI BASE DELLA COLONNA.....	196
18.	REQUISITI PER I DISPOSITIVI AD ATTRITO.....	196
	ANNESSE A.....	199
	ANNESSE B	205
19.	BIBLIOGRAFIA	211

CAPITOLO 8 - PROGETTO DEI NODI FREEDAM

8.1	INTRODUZIONE	213
8.2	CRITERI DI PROGETTO	214
8.2.1	<i>Criteria di Progetto per il collegamento in configurazione VFC.....</i>	<i>214</i>
8.2.2	<i>Criteria di progetto per la configurazione HFC</i>	<i>224</i>
8.3	ESEMPIO DI PROGETTAZIONE.....	226
8.4	APPLICAZIONE PER LA SELEZIONE DELLE CONNESSIONI STANDARDIZZATE.....	231
8.5	BIBLIOGRAFIA	234

CAPITOLO 9 - PROGETTAZIONE SISMICA DI TELAI PROVVISI DI CONNESSIONI FREEDAM

9.1	INTRODUZIONE	235
9.2	CASO STUDIO	235
9.2.1	<i>Geometria.....</i>	<i>235</i>
9.3	CARICHI PERMANENTI E VARIABILI	236
9.3.1	<i>Carichi permanenti.....</i>	<i>236</i>
9.3.2	<i>Carichi variabili (qk).....</i>	<i>237</i>
9.3.3	<i>Progetto della soletta composta acciaio-calcestruzzo</i>	<i>238</i>
9.3.4	<i>Progetto delle travi.....</i>	<i>238</i>
9.3.5	<i>Calcolo dei carichi verticali concentrati e distribuiti sul telaio sismo-resistente di bordo.....</i>	<i>239</i>
9.3.6	<i>Verifica di instabilità globale.....</i>	<i>240</i>
9.3.7	<i>Calcolo dei carichi equivalenti alle imperfezioni.....</i>	<i>241</i>
9.4	DEFINIZIONE DEGLI SPETTRI DI PROGETTO IN ACCORDO ALLE PREN 1998-1-1	242
9.4.1	<i>Parametri per la definizione degli spettri di risposta.....</i>	<i>243</i>
9.4.2	<i>Spettri allo stato limite di completa operatività (OP) e al danno significativo (SD)</i>	<i>244</i>
9.5	MODELLO STRUTTURALE.....	246
9.6	PROGETTO/VERIFICA PER CARICHI VERTICALI	247
9.7	PROGETTO DELLE ZONE DISSIPATIVE: I NODI FREEDAM	248

9.8	APPROCCIO PROGETTUALE IN ACCORDO ALLE PREN1998.....	249
9.8.1	<i>Progetto e verifica delle travi.....</i>	250
9.8.2	<i>Progetto e verifica delle colonne.....</i>	250
9.8.3	<i>Controllo degli effetti del secondo ordine.....</i>	251
9.8.4	<i>Controllo del limite sul drift di piano.....</i>	251
9.9	APPROCCIO PROGETTUALE IN ACCORDO ALLA TEORIA DEL CONTROLLO DEL MECCANISMO PLASTICO (TPMC).....	252
9.9.1	<i>Calcolo delle forze sismiche di progetto ad ogni livello.....</i>	253
9.9.2	<i>Sviluppo della procedura di progetto.....</i>	254
9.9.3	<i>Controllo del drift limite di piano.....</i>	258
9.9.4	<i>Validazione della procedura tramite l'analisi pushover.....</i>	259
9.10	BIBLIOGRAFIA.....	261
CAPITOLO 10 - ANALISI DI ROBUSTEZZA STRUTTURALE DI TELAI DOTATI DI CONNESSIONI FREEDAM		
10.1	INTRODUZIONE.....	263
10.1.1	<i>Dati generali.....</i>	263
10.1.2	<i>Normative.....</i>	266
10.2	ANALISI DI ROBUSTEZZA.....	267
10.3	DUAL CONCENTRICALLY BRACED FRAMES (D-CBFS).....	276
10.4	CONCLUSIONI.....	281
10.5	BIBLIOGRAFIA.....	283

PREFAZIONE

Il progetto di ricerca FREEDAM, acronimo di “FREE from DAMage steel connections”, è stato cofinanziato dal Fondo di ricerca dell'Unione Europea “European Union Research Fund for Coal and Steel” a seguito del Bando RFCS 2015. Il progetto FREEDAM era finalizzato allo sviluppo di una nuova strategia progettuale il cui obiettivo è la progettazione di collegamenti in grado di sopportare senza alcun danno le richieste di rotazione dovute ad eventi sismici distruttivi. Tali collegamenti trave-colonna innovativi sono dotati di dispositivi ad attrito posizionati al livello della flangia inferiore della trave, per dissipare l'energia in ingresso del sisma. La resistenza allo scorrimento viene calibrata agendo sul numero e sul diametro dei bulloni e sulla coppia di serraggio che regola il precarico degli stessi. La resistenza flessionale si calcola come prodotto tra la resistenza allo scorrimento del dissipatore ad attrito e il braccio di leva. Tali collegamenti sono concepiti per presentare cicli di isteresi ampi e stabili, senza alcun danneggiamento degli elementi che costituiscono il collegamento. Pertanto, l'idea di base del lavoro è stata ispirata dalla strategia della dissipazione supplementare di energia, ma si basa sull'uso dei dissipatori ad attrito in una nuova prospettiva. Infatti, mentre le strategie di controllo passivo sono state comunemente basate sull'integrazione della capacità di dissipazione dell'energia della struttura primaria utilizzando una dissipazione supplementare proveniente da dispositivi dissipatori, al contrario, la strategia progettuale FREEDAM si basa sull'uso di dissipatori ad attrito concepiti e collocati in modo tale da sostituire le tradizionali zone dissipative dei telai sismo-resistenti, ovvero le estremità delle travi. Lo sviluppo dei collegamenti FREEDAM è da considerarsi, da un lato, un primo importante traguardo per i benefici derivanti dall'eliminazione dei costi di ripristino a seguito di un evento sismico distruttivo e, dall'altro, un passo verso l'ambizioso obiettivo di edifici privi di danni che richiederà, inoltre, l'identificazione di dettagli di connessione, tra le componenti non strutturali e le componenti strutturali, in grado di prevenire il danneggiamento anche delle componenti non strutturali (pannelli di rivestimento, controsoffitti, impianti, ecc.). Il Progetto FREEDAM ha coinvolto 6 partners, di cui 4 università and 2 partner industriali come di seguito riportato:

- L'Università di Salerno (Italia), in qualità di coordinatore del progetto, coordinata dal Prof. Vincenzo Piluso;
- l'Università di Liegi (Belgio), coordinata dal Prof. Jean-Pierre Jaspart;
- l'Università degli Studi di Napoli “Federico II” (Italia), coordinata dal Prof. Raffaele Landolfo;
- l'Università di Coimbra (Portogallo), coordinata dal Prof. Luis Simoes Da Silva;
- FIP Industriale S.p.A. (Italia), coordinata dal Dott. Ing. Maria Gabriella Castellano;
- Feliz Metalomecanica S.A. (Portogallo), coordinata dal Dr. Ing. José Manuel Silva.

La dimensione europea del consorzio di ricerca ha consentito l'esecuzione di un'ampia campagna sperimentale riguardante i dispositivi ad attrito, i sotto-assemblaggi trave-colonna e l'esecuzione di prove di simulazione sismica su di un edificio a due piani. In particolare, sono state effettuate 120 prove sperimentali su dispositivi ad attrito sottoposti a condizioni di carico ciclico (60 in condizioni di bassa velocità e 60 in condizioni di alta velocità, incluse storie di carico che simulano terremoti reali) per studiare le proprietà tribologiche di diversi procedimenti di

rivestimento per la realizzazione dei cuscinetti ad attrito dei dissipatori. Inoltre, gli stessi dispositivi sono stati anche sottoposti a 6 prove sotto azione d'urto, come studio preliminare sulla robustezza strutturale, e a 6 prove a lungo termine volte ad indagare le perdite di precarico dei bulloni che si verificano durante il ciclo di vita della struttura. Il comportamento ciclico dei collegamenti trave-colonna dotati di dispositivi ad attrito è stato studiato eseguendo 8 prove sperimentali su collegamenti esterni e 8 prove su collegamenti interni trave-colonna. Inoltre, sono state effettuate 6 prove sperimentali su collegamenti trave-colonna soggetti ad azione d'urto per ottenere informazioni importanti sotto condizioni di carico eccezionali, che richiedono una robustezza strutturale. Infine, sono state eseguite 10 simulazioni sismiche su un edificio di due piani utilizzando il metodo di prova pseudo-dinamico. In particolare, 5 simulazioni sismiche hanno riguardato l'edificio dotato di collegamenti trave-colonna tradizionali e 5 simulazioni hanno riguardato lo stesso edificio, dotato di collegamenti FREEDAM. Il confronto tra le storie di spostamento ottenute e il danneggiamento strutturale, verificatosi nel caso di edificio dotato di connessioni tradizionali, ha evidenziato i vantaggi delle connessioni FREEDAM, che si sono effettivamente comportate secondo l'obiettivo progettuale, cioè esenti da danneggiamento.

Tutte le prove sperimentali sono state accompagnate da simulazioni numeriche avanzate. In particolare, le previsioni della risposta ciclica dei collegamenti FREEDAM, effettuate mediante modelli avanzati agli elementi finiti, sono risultate in un ottimo accordo con le successive osservazioni sperimentali.

Tutto questo lavoro viene descritto nel presente volume, che rappresenta uno dei principali risultati del progetto FREEDAM-PLUS "Valorizzazione della conoscenza dei collegamenti in acciaio FREE from DAMage" finanziato dal Fondo di ricerca dell'Unione Europea “European Union Research Fund for Coal and Steel” a seguito del Bando RFCS 2019. Tale progetto rappresenta un progetto di divulgazione che coinvolge i seguenti partners:

- L'Università degli Studi di Salerno (UNISA), in qualità di coordinatore - Italia;
- l'Università degli Studi di Napoli “Federico II” (UNINA) - Italia
- l'Università di Liegi (ULG) - Belgio;
- l'Università di Coimbra (UC) - Portogallo;
- il Politecnico di Timisoara (UPT) - Romania;
- la Convenzione Europea per la Costruzione in Acciaio (ECCS);
- l'Università di Ozyegin (OZU) - Turchia
- l'Università Tecnica Nazionale di Atene (NTUA) – Grecia;
- la “Ceske Vysoke Ucení Technické” di Praga (CVUT) - Repubblica Ceca;
- l'Institut National des Sciences Appliquées de Rennes (INSA) - Francia;
- l'Università Tecnica di Delft (TUD) - Olanda;
- l'Università di Lubiana (UL) - Slovenia;
- la “Universitet Po Arhitektura Stroitelstvo I Geodezija” di Sophia (UASG) - Bulgaria;
- la “Universitat Politècnica de Catalunya” di Barcellona (UPC) - Spagna;
- la “Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen” (RWTH) - Germania.

I primi sei capitoli di questo volume costituiscono i “Documenti Informativi” del Progetto FREEDAM-PLUS mentre il settimo capitolo è dedicato alle “Raccomandazioni Pre-Normative per la Progettazione”. Infine, gli ultimi tre capitoli forniscono un "Manuale di progettazione"

contenente anche esempi guidati di progetto. È importante sottolineare che tale lavoro è stato sviluppato prima del completamento della revisione dell'Eurocodice 8 sulla “Progettazione delle strutture sismo-resistenti”. Un grande sforzo è stato fatto per rendere tale documento quanto più coerente possibile con le revisioni dell'Eurocodice 8 che sono, tuttavia, attualmente ancora in corso. Le parti di questo volume dedicate a fornire linee guida progettuali per l'applicazione pratica delle connessioni FREEDAM e le raccomandazioni progettuali pre-normative sono state concepite per essere in linea con le versioni più aggiornate della EN 1998-1-1 e della EN 1998-1-2. Si è fatto riferimento alla documentazione CEN a disposizione dei partner, perché alcuni di loro sono direttamente coinvolti nel Project Team che si occupa della redazione delle parti dell'Eurocodice 8 relative alle strutture in acciaio. Ciononostante, è prevedibile che, durante il processo di revisione dell'Eurocodice 8, potrebbero verificarsi alcuni cambiamenti. Pertanto, anche se la filosofia progettuale generale ed i relativi requisiti prestazionali risultano ben consolidati, si possono prevedere alcune modifiche alle cosiddette regole applicative. Nonostante le incertezze sul futuro delle raccomandazioni normative, è di primaria importanza la novità relativa all'introduzione nell'Eurocodice 8 di un Allegato specificamente dedicato alla progettazione sismica dei collegamenti e, soprattutto, la consapevolezza che tale Allegato comprenderà anche una Sezione specificamente dedicata ai collegamenti trave-colonna dotati di dissipatori ad attrito. Pertanto, questo volume rappresenta il retroscena di questo passo in avanti che vedrà il nuovo Eurocodice 8.

15 Marzo 2022

Prof. Vincenzo Piluso
Coordinatore dei Progetti
FREEDAM e FREEDAM-PLUS

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 - Confronto tra le diverse strategie di progetto	4
Figura 1.2 - Comportamento delle componenti della connessione progettata con il pannello nodale a taglio come componente più debole [25].....	6
Figura 1.3 - Risposta ciclica momento-rotazione della connessione, progettata con la zona del pannello a taglio come componente più debole della connessione [25]	7
Figura 1.4 - Risposta ciclica momento-rotazione di una connessione tipo RBS [25].....	7
Figura 1.5 - Risposta ciclica momento-rotazione di una connessione DST progettata con T-stub bullonati come componente più debole della connessione [25].....	8
Figura 1.6 - Connessione trave-colonna dotata di slit damper [28]	10
Figura 1.7 - Criterio di progetto per le connessioni dotate di slit dampers	11
Figura 1.8 - Test sperimentali sulle connessioni dotate di ‘slit dampers’	12
Figura 1.9 - Connessione trave-colonna dotata di buckling restrained braces [29]	13
Figura 1.10 - Dettaglio strutturale dell’“all steel” BRB usato come dissipatore isteretico [29]	13
Figura 1.11 - Distribuzione delle forze nei giunti trave-colonna dotati di BRBs inferiori e superiori [29].....	14
Figura 1.12 - Distribuzione delle forze nei giunti trave-colonna dotati di BRBs inferiori [29].	15
Figura 1.13 - Risposta ciclica momento-rotazione dei giunti trave-colonna dotati di BRBs [29]	16
Figura 1.14 - Concetto e comportamento ideale forza-spostamento di una connessione ad attrito simmetrica	17
Figura 1.15 - Concetto e comportamento ideale forza-spostamento di una connessione ad attrito asimmetrica	17
Figura 1.16 - Comportamento dell’anima del bullone in doppia curvatura	18
Figura 1.17 - Sliding Hinge Joint con connessioni ad attrito asimmetriche [36, 43].....	19
Figura 1.18 - Comportamento ciclico degli sliding hinge joints con connessioni ad attrito asimmetriche [43].....	20
Figura 1.19 - a) Configurazione con dispositivo orizzontale; b) Configurazione con dispositivo verticale.	20
Figura 1.20 - Test di una connessione dotata di dispositivo ad attrito nella configurazione orizzontale;	21
Figura 1.21 - Test di una connessione dotata di dissipatore ad attrito nella configurazione verticale	22
Figura 1.22 - Connessioni ricentranti dotate di dissipatori ad attrito [48, 54]	23
Figura 1.23 - Componenti di una connessione ricentrante con dissipatori ad attrito (sinistra) e risposta ciclica che ne risulta (destra) [48, 54].....	23
Figura 2.1 - Esempi di dispositivi attivabili per spostamento e velocità.....	29
Figura 2.2 - Dispositivi testati sperimentalmente.....	30

Figura 2.3 - Primo brevetto giapponese di un dispositivo ad attrito antisismico [11]	31
Figura 2.4 - Concetto dello “sliding hinge joint” con dispositivi ad attrito simmetrici [12]	31
Figura 2.5 - Concetti base di tribologia.....	32
Figura 2.6 - Collegamento FREEDAM.....	33
Figura 2.7 - Test ciclici sull'acciaio	36
Figura 2.8 – Test su spessori in gomma.....	37
Figura 2.9 - Test su spessori spruzzati termicamente in alluminio	38
Figura 2.10 – Schemi del processo di spruzzatura	39
Figura 2.11 – Campioni testati	40
Figura 2.12 – Applicazione della coppia torcente.....	41
Figura 2.13 - Layout dei campioni sperimentali per test ad alta velocità	42
Figura 2.14 - Test	43
Figure 2.15 – Comportamento isteretico degli spessori M6, 3M e M7	43
Figura 2.16 – Danneggiamento degli spessori	45
Figura 2.17 – Coefficiente d'attrito e andamento delle forze dei bulloni	46
Figura 2.18 – Comportamento isteretico degli spessori “soft”	46
Figura 2.19 - Coefficiente d'attrito e andamento delle forze dei bulloni.....	47
Figura 2.20 – Danneggiamento degli spessori	48
Figura 2.21 – Effetto del precarico.....	49
Figura 2.22 – Degradamento di forza e di dissipazione energetica	49
Figura 2.23 – Influenza del precarico.....	50
Figura 2.24 – Influenza delle rondelle	51
Figura 2.25 -Influenza del numero di rondelle.....	52
Figura 2.26 – Degradamento di smorzamento e di forza.....	53
Figura 2.27 – Effetto della variabilità	54
Figure 2.28 – Variabilità della velocità – spessori M4	55
Figura 2.29 -Influenza della velocità sul valore iniziale del coefficiente ad attrito	56
Figura 2.30 - Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito dalla velocità	57
Figura 2.31 - Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito dalla velocità	57
Figura 2.32 - Evoluzione del precarico nel tempo	59
Figura 2.33 - Layout dei test	59
Figura 2.34 – Rondella di tipo Belleville	60
Figure 2.35 – Configurazioni delle rondelle esaminate	61
Figura 2.36 – Risultati dei test a breve termine.....	62
Figura 2.37 - Risultati dei test a medio-termine.....	64
Figura 2.38 – Risultati dei test a lungo termine	66
Figura 2.39 – Valori di Progetto del coefficiente d'attrito per i materiali esaminati	69

Figura 4.1 - Modelli FE generati di provini a taglio per sovrapposizione: a) esempio di mesh; b- i) sottogruppi con diverso numero di rondelle a tazza	101
Figura 4.2 – legame tensione reale-deformazione reale.....	101
Figura 4.3 – Storia di spostamento della serie UT-NV	102
Figura 4.4 – Confronto tra prova sperimentale e risultati delle analisi implicite ed esplicite..	103
Figura 4.5 – Risposta scorrimento vs spostamento dei Modelli NV-21-22-23-24	104
Figura 4.6 – Confronto numerico-sperimentale della risposta dei nodi per sovrapposizione con materiale M6 [NV-21-22-23-24].....	105
Figura 4.7 – Coefficienti d’attrito per giunti con sovrapposizione con materiale M4 [NV-17-18- 19-20]	106
Figura 4.8 – Confronto numerico-sperimentale della risposta dei nodi per sovrapposizione con materiale M4 [NV-17-18-19-20].....	106
Figura 4.9 – Area di contatto vs. pressione di contatto	107
Figura 4.10 – Percentuale di area di contatto per diversi valori della coppia di serraggio.	108
Figura 4.11 – Pressioni di contatto per diversi valori della coppia di serraggio.	108
Figura 4.12 – Caratteristiche del modello ad elementi finite dei nodi trave-colonna con dispositivi FREEDAM.....	109
Figura 4.13 – curva media di tensioni-deformazioni per acciaio S355.....	110
Figura 4.14 – Confronto sperimentale-numerico in termini di curve momento-rotazione	111
Figura 4.15 – Confronto sperimentale-numerico a deformazione pari al 5%	112
Figura 4.16 – Deformazione plastica equivalente (PEEQ) nei bulloni dello smorzatore	113
Figura 4.17 – Confronto tra nodi esterni ed interni con smorzatore a scorrimento orizzontale	114
Figura 4.18 – Confronto tra nodi esterni ed interni con smorzatore a scorrimento verticale...	114
Figura 4.19 Forza di taglio trasmessa alle diverse componenti	115
Figura 4.20 Taglio nelle connessioni bullonate in faccia alla colonna	116
Figura 4.21 Distribuzione del taglio negli elementi connessi a 0.04 rad di rotazione	117
Figura 4.22 Distribuzione delle PEEQ a 0.05rad	118
Figura 4.23 Energia dissipata normalizzata: a) energia per attrito; b) energia per deormazione plastica.....	118
Figura 4.24 Influenza della forza di serraggio sulla resistenza flessionale	120
Figura 4.25 Influenza del coefficiente di attrito sulla resistenza flessionale	122
Figura 5.1 – Provino FREEDAM: vista laterale	126
Figura 5.2 – Provini FREEDAM: vista frontale (dimensioni in mm).....	126
Figura 5.3 -Schema dell’apparato di prova d’impatto.....	129
Figura 5.4 – Storia di carico per diversi tipi di test ad impatto	129
Figura 5.5 – Risposta forza-spostamento sperimentale (Gruppo A, M1)	130
Figura 5.6 – Modello numerico dello smorzatore ad attrito: Geometria e condizioni al contorno	132

Figura 5.7- Confronto sperimentale-numerico.....	132
Figura 5.8 – Influenza della velocità sul comportamento dello smorzatore ad attrito	133
Figura 5.9 – Connessione esterna provata presso l’Università di Coimbra	133
Figura 5.10 - Connessione esterna provata presso l’Università di Liege.....	134
Figura 5.11 – Apparato di prova	135
Figura 5.12 – Comportamento rotazionale della connessione: analisi quasi statica contro test di impatto.....	136
Figura 5.13 – Collasso della connessione a T superiore	136
Figura 5.14 – Modello ad elementi finiti.....	137
Figura 5.15- modello del bullone M16 HV	137
Figura 5.16 – Confronto simulazione-sperimentazione	138
Figura 5.17 – Risultati delle simulazioni parametriche.....	138
Figura 5.18 – Configurazione del test di impatto (metà provino) con la misura della correlazione di immagine digitale.....	138
Figura 5.19 Nomenclatura adottata per identificare i test con massa cadente	139
Figura 5.20 Schema di prova: Massa M1 (211kg) (b) e M2 (460 kg) (c).....	140
Figura 5.21 Curve forza-spostamento verticale e momento rotazione ottenute dal test statico	140
Figura 5.22 Risultati dei test di impatto – esempi di curve spostamento-tempo misurate per il punto 10C	141
Figura 5.23. Dettaglio del modello ad elementi finiti e confronto in termini energetici	144
Figura 5.24. Confronto tra risultati ottenuti con analisi implicita e esplicita del test statico..	145
Figura 5.25 Confronto tra simulazione e test	146
Figura 6.1 – La struttura testata e le sue connessioni.....	154
Figura 6.2 – Struttura con connessioni RBS	155
Figura 6.3 – Schema di riferimento adottato per il progetto dei telai sismo-resistenti	156
Figura 6.4 – Test 1: spostamenti di piano (sinistra) e forze degli attuatori (destra).....	158
Figura 6.5 – Test 1: curve isteretiche delle connessioni RBS (sinistra) ed energia globalmente dissipata dal telaio MRF-1 (destra)	158
Figura 6.6 – Test 2: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra)	159
Figura 6.7 – Test 3: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra)	160
Figura 6.8 – Test 4: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra)	160
Figura 6.9 – Curve isteretiche delle connessioni collassate (a, b) e foto con i corrispondenti danni (c, d)	161
Figura 6.10 – Dettaglio delle saldature	162
Figura 6.11 – Test 5: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)	163

Figura 6.12 – Test 1: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)	164
Figura 6.13 – Test 2: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)	165
Figura 6.14 – Test 2: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)	165
Figura 6.15 – Test 3: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)	166
Figura 6.16 – Test 3: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)	166
Figura 6.17 – Test 4: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)	167
Figura 6.18 – Test 4: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)	167
Figura 6.19 – Test 5: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)	168
Figura 6.20 – Test 5: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)	168
Figura 6.21 – Connessione FREEDAM 1A al termine della seconda campagna sperimentale	168
Figura 6.22 – Modello 3D del campione con connessioni RBS	169
Figura 6.23 – Curve isteretiche sperimentale e numerica di una connessione RBS	170
Figura 6.24 – Schematizzazione del modello numerico della connessione RBS	170
Figura 6.25 – Confronto delle curve isteretiche della connessione RBS-1A	172
Figura 6.26 – Schema del modello numerico della struttura con connessioni FREEDAM	174
Figura 6.27 – Schematizzazione del modello della connessione	175
Figura 6.28 – Uniaxial Hysteretic material: parametri	175
Figura 6.29 – Spostamenti in copertura: Test 1 (sinistra) e Test 3 (destra)	177
Figura 6.30 – Tagliante alla base Test 1 (sinistra) e Test 2 (destra)	177
Figura 6.31 – Curve isteretiche (connessione 1A): Test 2 (sinistra) e Test 5 (destra)	178
Figura 6.32 – Confronti in termini di spostamenti in copertura e taglianti alla base	180
Figura 6.33 – Connessione 1A: curve isteretiche ed energia dissipata	181
Figura 8.1 - Layout dei collegamenti ad attrito con SFD	213
Figura 8.2 - Bending moments under seismic loading conditions on a reference span	217
Figura 8.3 - Azioni di progetto per le componenti non dissipative	217
Figura 8.4 - Azioni di progetto per i bulloni che collegano il dissipatore alla flangia inferiore della trave	218
Figura 8.5 - Schema del ringrosso del dissipatore ad attrito	219
Figura 8.6 - Rotazione nodale richiesta	219
Figura 8.7 - Progetto del T-stub	221
Figura 8.8 - Geometria degli L-stubs	222
Figura 8.9 - Posizione della potenziale cerniera plastica e irrigidimenti addizionali	223
Figura 8.10 - Geometria del ringrosso	224

Figura 8.11 - Irrigidimenti aggiuntivi per l'anima della trave.....	225
Figura 8.12 - Geometria degli angolari	225
Figura 8.13 – Dispositivi standardizzati.....	232
Figura 8.14 - Interfaccia dell'App Freedom, versione Android.....	233
Figura 9.1 - Pianta dell'edificio con identificazione dei sistemi resistenti alle azioni laterali per le direzioni x (a) e y (b).....	236
Figura 9.2 - Schema in elevazione dell'edificio in direzione X (a) e Y (b).....	236
Figura 9.3 - Imperfezioni globali equivalenti.....	241
Figura 9.4 - Spettro di risposta elastico orizzontale per gli stati limite OP e SD.....	245
Figura 9.5 - Spettro di risposta orizzontale ridotto per OP e SD con e senza limite inferiore .	245
Figura 9.6 - Modello SAP con offset di estremità e leaning column (a), Modello del nodo FREEDAM (b)	246
Figura 9.7 - Schema di carico per le imperfezioni Hk, Gk, e Qk.....	247
Figura 9.8 - Dispositivo D1 per il nodo FREEDAM	249
Figura 9.9 - Confronto tra la curva pushover e l'analisi rigido-plastica per il telaio disposto in direzione X	260
Figura 9.10 - Schema delle cerniere plastiche attivate per analisi pushover per uno spostamento uguale a δ_u	260
Figura 10.1 - Configurazione in pianta degli edifici	264
Figura 10.2 - Configurazione in elevazione degli edifici (MRF e D-CBFs) per la direzione X	264
Figura 10.3 - Configurazione in elevazione degli edifici (MRF e D-CBFs) per la direzione Y	265
Figura 10.4 - Casi potenziali da analizzare	265
Figura 10.5 - Posizionamento della perdita di una colonna	267
Figura 10.6 - Investigazione del meccanismo plastico in un telaio sismo-resistente perimetrale MRF	268
Figura 10.7 - Legame costitutivo del materiale [6].....	270
Figura 10.8 - Modellazione del giunto FREEDAM.....	271
Figura 10.9 - Sequenza di cedimento di una colonna	272
Figura 10.10. Analisi di robustezza “Pushdown” – Telai con nodi tradizionali	272
Figura 10.11 - Zone cedevoli (in blu) sviluppate alle estremità delle travi nella zona direttamente interessata in un telaio a 4 piani	273
Figura 10.12 - Configurazione del giunto FREEDAM.....	274
Figura 10.13 - Analisi pushdown – Telai a 4 piani con nodi FREEDAM	275
Figura 10.14 - Analisi pushdown – Telai a 8 piani con nodi FREEDAM	276
Figura 10.15 - Analisi di robustezza dei sistemi duali CBF.....	277
Figura 10.16 - Connessione relativa ai controventi.....	278
Figura 10.17 - Analisi Pushdown. – influenza dello schema di carico	279

Figura 10.18 – Analisi Pushdown – Telai con giunti tradizionali.....	279
Figura 10.19 - Analisi Pushdown– Telai con giunti FREEDAM	280
Figura 10.20 - Influenza della configurazione dei fori asolati	281
Figura 10.21 - Strutture ad 8 piani con giunti FREEDAM– cerniere plastiche e collassi locali	281

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1 - Configurazione della relazione a breve termine FW	63
Tabella 2.2 - Configurazione della relazione a breve termine BW	63
Tabella 2.3 - Configurazione della relazione a breve termine 3DS	63
Tabella 2.4 - Configurazione della relazione a breve termine 3DSps.....	63
Tabella 2.5: Sommario dei test a medio-termine	64
Tabella 2.6: Risultati dello studio di regressione	67
Tabella 2.7: Variazione statistica del coefficiente d’attrito statico	68
Tabella 2.8: Valori di progetto dei coefficienti d’attrito	69
Tabella 4.1: Confronto tra analisi implicite ed esplicite	103
Tabella 4.2: Codice identificativo dei provini con rondelle a tazza.....	103
Tabella 4.3: Proprietà del materiale attritivo.....	110
Tabella 4.4 Momento per il modello FD 1-2-DS considerando la variazione di serraggio	120
Tabella 4.5 Momento per il modello FD 2-2-DS considerando la variazione di serraggio	120
Tabella 4.6 Momento per il modello FD 1-2 considerando la variazione del coefficiente di attrito	121
Tabella 4.7 Momento per il modello FD 2-2 considerando la variazione del coefficiente di attrito	121
Tabella 5.1 - Programma sperimentale	127
Tabella 5.2 – Sintesi dei valori del fattore dinamico e degrado della resistenza d’attrito	130
Tabella 5.3. Sintesi dei valori dei fattori dinamici dopo lo scorrimento.....	130
Tabella 5.4. Programma sperimentale.....	134
Tabella 5.5. Codici identificativi dei test con massa cadente e relative proprietà	139
Tabella 5.6. Risultati dei test d’impatto	142
Tabella 5.7. Calcolo dei DIF	143
Tabella 5.8. Confronto tra modello ad elementi finiti e risultati sperimentali	146
Tabella 5.9. Stima delle forze d’impatto e dei DIF.....	146
Tabella 6.1: Accelerogrammi adottati per eseguire le prove	156
Tabella 6.2: Principali risultati sperimentali (struttura con connessioni RBS).....	157
Tabella 6.3: Principali risultati sperimentali (struttura con connessioni FREEDAM)	163
Tabella 6.4: Confronto in termini di tagliante alla base, spostamenti e drift di piano	171
Tabella 6.5: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali relativi alla connessione 1A	173
Tabella 6.6: Uniaxial Hysteretic material: parametri	175
Tabella 6.7: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali in termini di forze registrate dagli attuatori e spostamenti di piano.....	176
Tabella 6.8: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali relativi alla connessione 1A	178

Tabella 6.9: Confronti tra le campagne sperimentali in termini di spostamenti di piano e taglianti alla base.....	179
Tabella 8.1: Braccio di leva suggerito (z)	215
Tabella 8.2: Parametri per i dispositivi FREEDAM standardizzati	231
Tabella 9.1 - Valori dei carichi permanenti non strutturali	237
Tabella 9.2 - Carichi concentrati sulle travi per il telaio sismo-resistente perimetrale parallelo alle travi secondarie.....	240
Tabella 9.3 - Carichi concentrati sulle travi per il telaio sismo-resistente perimetrale ortogonale alle travi secondarie.....	240
Tabella 9.4 - Parametri di imperfezione globale	242
Tabella 9.5 - Forze equivalenti alle imperfezioni globali per la struttura di 4 piani in combinazione ULS	242
Tabella 9.6 - Forze equivalenti alle imperfezioni globali per la struttura di 4 piani in combinazione SD	242
Tabella 9.7 - Sezioni preliminari di travi e colonne	248
Tabella 9.8 - Dimensioni del FREEDAM D1	249
Tabella 9.9 - Progetto dei nodi FREEDAM per la struttura orientata in direzione X.....	249
Tabella 9.10 - Progetto dei nodi FREEDAM per la struttura orientata in direzione Y.....	249
Tabella 9.11 - Progetto e verifica delle travi per sforzo normale e momento flettente.....	250
Tabella 9.12 - Progetto e verifica a taglio delle travi	250
Tabella 9.13 - Resistenza e stabilità delle colonne.....	250
Tabella 9.14 - Sovreresistenza di progetto	251
Tabella 9.15 - Fattori di sovreresistenza di progetto e fattore di amplificazione del secondo ordine	251
Tabella 9.16 - Drift limite allo stato limite SD	252
Tabella 9.17 - Sezioni di travi e colonne per la struttura orientata in direzione Y	252
Tabella 9.18 - Altezza e masse di piano.....	253
Tabella 9.19 - Altezze di piano e forze sismiche di Progetto al k-esimo livello.....	254
Tabella 9.20 - Pendenze delle curve di equilibrio dei meccanismi.....	254
Tabella 9.21 - Forze assiali agenti in corrispondenza delle colonne del livello 1 in condizione di collasso.....	255
Tabella 9.22 - Forze assiali agenti in corrispondenza delle colonne del livello 2 in condizione di collasso.....	255
Tabella 9.23 - Forze assiali agenti in corrispondenza delle colonne del livello 3 in condizione di collasso.....	256
Tabella 9.24 - Forze assiali agenti in corrispondenza delle colonne del livello 4 in condizione di collasso.....	256
Tabella 9.25 - Controllo della verifica di resistenza per azioni flettenti delle colonne al primo livello.....	256

Tabella 9.26 - Momenti richiesti ad ogni livello per evitare i meccanismi indesiderati ed il massimo valore di $i = 1ncMc, i, im(t)$	257
Tabella 9.27 - Progetto delle sezioni delle colonne al livello 2	257
Tabella 9.28 - Progetto delle sezioni delle colonne al livello 3	258
Tabella 9.29 - Progetto delle sezioni delle colonne al livello 4	258
Tabella 9.30 - Drift limite allo stato limite di danno SD.....	258
Tabella 9.31 - Sezioni di travi e colonne per la struttura orientata in direzione Y	259
Tabella 10.3 - Classificazione secondo la norma EN 1991-1-7 [4]	266
Tabella 10.4 - Risultati dello studio preliminare per i telai MRFs con nodi rigidi tradizionali	269
Tabella 10.5 - Risultati dell'indagine preliminare per i telai sismo-resistenti MRFs con nodi FREEDAM.....	269
Tabella 10.6 - Risultati dell'indagine preliminare per i sistemi duali D-CBF con nodi tradizionali	277
Tabella 10.7 - Risultati dell'indagine preliminare per i sistemi duali D-CBF con nodi FREEDAM	277

CAPITOLO 1

UNA PANORAMICA SULLE CONNESSIONI “SMART” PER TELAI SISMO-RESISTENTI

1.1 INTRODUZIONE

Recentemente, gran parte della ricerca sperimentale si è concentrata sullo sviluppo di collegamenti trave-colonna innovativi, al fine di ridurre il danneggiamento strutturale dovuto ad eventi sismici importanti. Per questo motivo, l’attenzione di numerosi ricercatori è stata rivolta ai collegamenti trave-colonna dotati di dissipatori sismici (*i.e.*, dampers), che garantiscono la dissipazione dell’energia sismica in ingresso e sostituiscono le zone dissipative dei tradizionali telai sismo-resistenti in acciaio (*i.e.*, le estremità delle travi), dove lo sviluppo delle cerniere plastiche è generalmente atteso. In linea di principio, può essere applicata qualsiasi tipologia di dissipatore sismico: dissipatori isteretici, controventi a instabilità impedita (*i.e.*, BRBs), smorzatori a estrusione di piombo, smorzatori in lega a memoria di forma (*i.e.*, SMAs), dissipatori viscosi, dissipatori ad attrito. Tali dissipatori non solo garantiscono cicli di isteresi ampi e stabili, ma possono anche essere facilmente sostituiti dopo eventi sismici distruttivi. Pertanto, le connessioni trave-colonna dotate di dissipatori sismici possono essere definite connessioni “smart”. Inoltre, la riparabilità delle strutture dopo eventi sismici severi è principalmente condizionata dalla quantità di deformazioni permanenti. Per questo motivo, un tema attuale nell’attività di ricerca sulle connessioni “smart” è rappresentato dalla possibilità di realizzare edifici ricentranti, evitando così fuori piombo dopo grandi eventi sismici.

Nel presente Capitolo è descritta una breve panoramica sulle connessioni “smart”, a testimonianza della crescente attività di ricerca sulle strutture sismo-resistenti in acciaio, che sta diventando sempre più un’arte del calcolo strutturale con un ampio numero di soluzioni “smart”, che le strutture in calcestruzzo non sono in grado di fornire.

È ben noto che le diverse strategie per il progetto delle strutture sismo-resistenti possano essere inquadrare in vista del bilancio energetico. Secondo la strategia tradizionale per la progettazione sismica delle strutture edilizie [1-4], in caso di eventi sismici frequenti e occasionali, il cui periodo di ritorno è confrontabile con il ciclo di vita delle strutture, l’energia sismica in ingresso deve essere completamente dissipata mediante uno smorzamento di tipo viscoso. Quindi, per tali eventi sismici, l’energia isteretica è pari a zero, in quanto la struttura deve essere progettata per rimanere in campo elastico. Viceversa, in caso di eventi sismici rari e molto rari il cui periodo di ritorno è di circa 500 anni, la maggior parte dell’energia sismica in ingresso viene dissipata per isteresi, causando gravi escursioni plastiche e un conseguente danneggiamento strutturale. Tale danneggiamento deve essere compatibile con la duttilità e la capacità di dissipazione di energia delle strutture stesse, al fine di assicurare la prevenzione del collasso e di garantire la salvaguardia della vita umana.

Nel contesto sopra descritto, con riferimento ai telai sismo-resistenti in acciaio (*i.e.*, Moment Resisting Frames MRFs), vi è la necessità di fornire alla struttura una sufficiente resistenza laterale e rigidezza per rimanere in campo elastico sotto eventi sismici frequenti e occasionali. In particolare, è necessaria un’adeguata rigidezza laterale al fine di ridurre il danneggiamento

degli elementi non strutturali, che è un requisito fondamentale per il controllo degli stati limite di esercizio. Al contrario, in caso di terremoti distruttivi, i telai-sismo resistenti devono essere progettati in modo tale da concentrare la dissipazione dell'energia sismica in ingresso alle estremità delle travi, dove deve avvenire la plasticizzazione ciclica a flessione. A tal fine, si raccomanda che le connessioni trave-colonna siano progettate con una sovra-resistenza [5-7] rispetto alle travi collegate, tenendo conto della variabilità del materiale [6] e dell'incrudimento, per garantire il pieno sviluppo della massima resistenza a flessione delle cerniere plastiche [7]. Inoltre, al fine di promuovere l'impegno plastico del maggior numero di zone dissipative, controllando adeguatamente la modalità di collasso, i moderni codici sismici, come l'Eurocodice 8, richiedono l'applicazione di criteri di gerarchia per promuovere lo snervamento delle estremità delle travi, piuttosto che delle estremità delle colonne. Ad oggi, la filosofia di progettazione classica basata sulla gerarchia "trave debole" - "collegamento forte" - "colonna forte" è stata ampiamente applicata nella progettazione sismica [1-4] e fornisce sicuramente alcuni vantaggi, come lo sviluppo di cicli di isteresi delle zone dissipative e la prevenzione dei meccanismi di piano soffice “soft-storey” che, come noto, devono essere assolutamente evitati a causa della loro scarsa capacità dissipativa. Tuttavia, d'altro canto, l'approccio progettuale tradizionale presenta anche diversi inconvenienti [8-10].

Con riferimento agli eventi sismici gravi, il principale inconveniente della strategia di progettazione tradizionale è intrinseco nella strategia stessa. Infatti, da un lato, anche se il danneggiamento strutturale è essenziale per dissipare l'energia sismica, d'altro canto esso rappresenta la principale fonte di perdite dirette e indirette, intollerabili nel caso dei paesi industrializzati, come testimoniato dall'ammontare delle perdite economiche avvenute durante gli eventi sismici più recenti.

Un altro inconveniente, specifico per i telai-sismo resistenti in acciaio, risiede nell'uso di giunti trave-colonna a completo ripristino di resistenza aventi la sovra-resistenza richiesta dai codici attuali. Tale utilizzo risulta non conveniente e costituisce un onere importante, paragonato alle soluzioni strutturali che adottano altri materiali, come il cemento armato. Infatti, al fine di garantire le prestazioni desiderate, è necessario un significativo sovradimensionamento degli elementi strutturali, che porta all'utilizzo di piatti di rinforzo supplementari, nervature di rinforzo aggiuntive o piatti di copertura o, addirittura, all'uso di travi con ringrossi.

Con lo scopo di ridurre i principali svantaggi della strategia di progettazione tradizionale, nelle ultime decadi, sono state proposte diverse strategie innovative. Tra queste ultime, una strategia utilizzata nell'ambito delle strutture in acciaio è la cosiddetta strategia di dissipazione energetica supplementare, o del controllo passivo [11-15], dove l'energia sismica viene dissipata mediante smorzamento viscoso o isteretico, grazie all'introduzione di smorzatori di energia generalmente situati tra coppie di punti della struttura, dove si prevedono elevati spostamenti relativi o velocità [12]. Tra le diverse strategie dei sistemi di controllo passivo, anche l'uso dei dissipatori ad attrito è stato proposto nelle attività di ricerca al fine di ridurre sia gli spostamenti laterali (requisiti dello stato limite di esercizio), sia per ridurre i danni strutturali (requisiti di stato limite ultimo).

Gli smorzatori ad attrito presentano un alto potenziale a basso costo e sono facili da installare e mantenere in efficienza. Pertanto, in passato, diversi dispositivi per lo smorzamento dell'attrito sono stati testati sperimentalmente [16-18] e alcuni di questi sono stati utilizzati negli edifici di tutto il mondo. Il sistema più diffuso consiste nell'introduzione di un sistema di controventamento integrato con i dissipatori ad attrito [16, 19, 20]. Diversi ricercatori hanno

lavorato su questa tematica, sviluppando procedure di progettazione per ottimizzare la forza di scorrimento del sistema di controvento.

Con riferimento agli inconvenienti derivanti dalla strategia di progettazione tradizionale e, nello specifico, dalla necessità di progettare giunti trave-colonna con elevata sovra-resistenza rispetto alle travi stesse, è stata proposta un'alternativa rispetto alla filosofia di “trave debole” - “collegamento forte” - “colonna forte”. La filosofia alternativa di “colonna forte” - “collegamento debole” - “trave forte” può essere applicata, perché l'Eurocodice 8 ha garantito la possibilità di realizzare connessioni a parziale ripristino di resistenza, a condizione che essi siano in grado di fornire una capacità di rotazionale plastica sufficiente (tipicamente 0,035 rads per zone ad alta sismicità), da verificare mediante prove sperimentali. Con tale approccio progettuale, anche nel caso di travi con sezioni di grandi dimensioni come quelle che si verificano in caso di campate lunghe o carichi gravitazionali elevati, l'adozione di connessioni a parziale ripristino di resistenza consente di controllare il momento flettente trasferito alla colonna che, in questo modo, può essere impedito da un sovradimensionamento eccessivo derivante dall'applicazione del criterio di gerarchia trave-colonna. Inoltre, il dettaglio strutturale dei collegamenti trave-colonna può essere notevolmente semplificato migliorando l'economicità complessiva dello schema strutturale, superando gli inconvenienti economici conseguenti nel caso di connessioni progettate per ottenere elevate sovra-resistenze.

Il crescente interesse della comunità scientifica alla progettazione di telai sismo-resistenti con collegamenti a parziale ripristino [5, 21-27] si riflette anche nell'ultima versione dell'Eurocodice 8. Tuttavia, l'applicazione di questa tecnica è ancora fortemente limitata nella pratica, poiché le effettive capacità dissipative dei collegamenti devono essere dimostrate mediante prove sperimentali, che sono generalmente fuori dalle possibilità dei progettisti comuni. Inoltre, anche se l'applicazione di connessioni a parziale ripristino può portare, da un lato, ad un vantaggio economico, dall'altro può comportare anche alcuni svantaggi come la riduzione della rigidità laterale del telaio e della capacità di dissipazione energetica alle estremità delle travi.

Partendo da questo contesto, al fine di superare gli inconvenienti delle strategie progettuali descritte, molti ricercatori hanno concentrato i loro sforzi sulla possibilità di concepire e progettare connessioni “smart”, in grado di concentrare la dissipazione dell'energia in ingresso del terremoto in dissipatori appositamente progettati, (*i.e.*, dispositivi di smorzamento) che sono accuratamente posizionati all'interno dei componenti della connessione stessa. L'obiettivo è quindi la progettazione di connessioni in grado di resistere quasi senza alcun danno, non solo a eventi sismici frequenti e occasionali, ma anche a terremoti distruttivi come quelli corrispondenti ad eventi rari e molto rari.

L'idea di base di tali lavori di ricerca si ispira alla strategia di dissipazione energetica supplementare, ma si basa sull'uso dei dispositivi di smorzamento visti da una nuova prospettiva. Infatti, mentre le strategie di controllo passivo sono state comunemente basate sull'integrazione della capacità di dissipazione di energia della struttura primaria con la dissipazione supplementare dei dispositivi di smorzamento, viceversa, la nuova strategia progettuale, che potrebbe essere denominata “Strategia di sostituzione”, si basa sull'utilizzo di smorzatori concepiti in modo tale da sostituire le tradizionali zone dissipative dei telai sismo-resistenti, ovvero le estremità delle travi.

Dal punto di vista tecnologico, l'innovazione riguarda la concezione di collegamenti trave-colonna dotati di dissipatori, posizionati sia a livello della flangia inferiore che a livello di

entrambe le flange. Inoltre, questi possono appartenere a diverse tipologie: smorzatori viscosi, smorzatori a estrusione di piombo, smorzatori isteretici, smorzatori ad attrito, smorzatori in lega a memoria di forma (*i.e.*, SMAs), controventi a instabilità impedita (*i.e.*, BRBs).

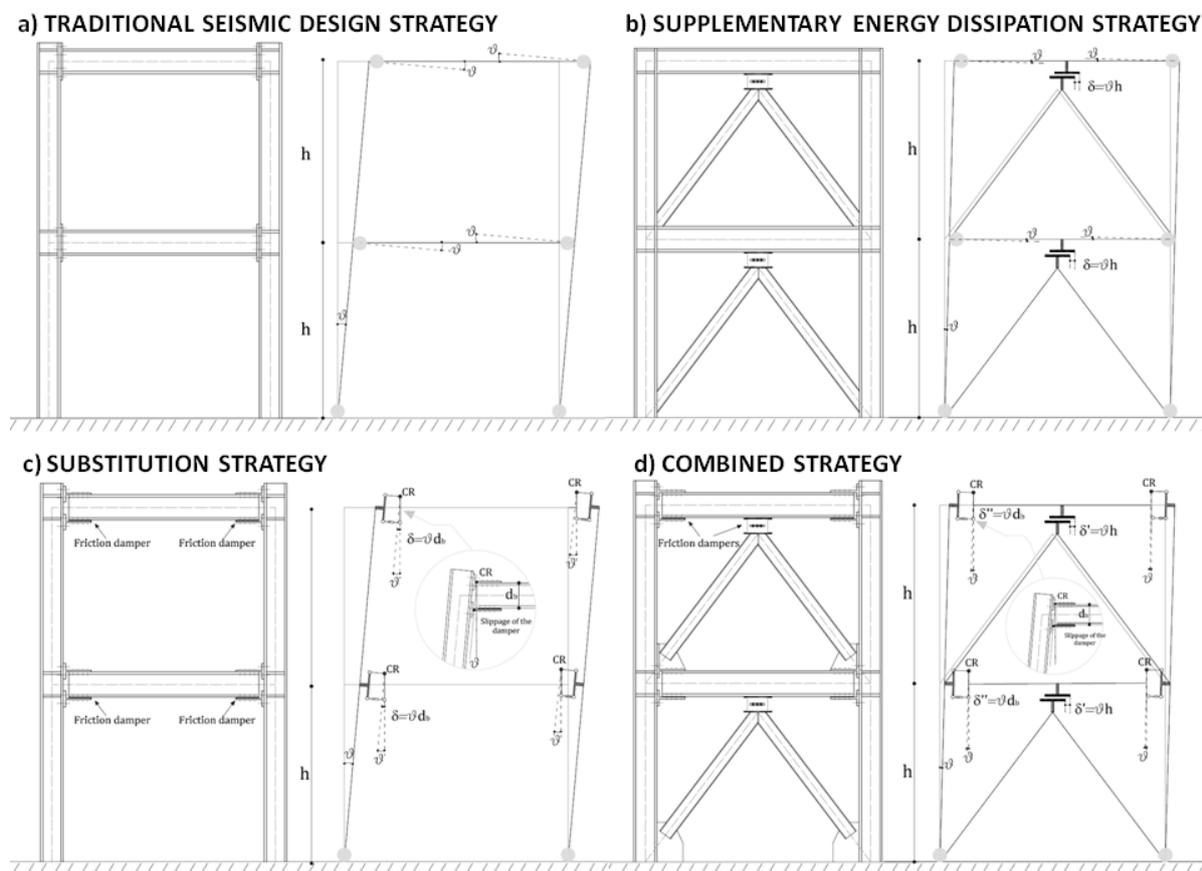


Figura 1.1 - Confronto tra le diverse strategie di progetto

Al fine di chiarificare le differenze rispetto alle strategie di progetto tradizionali o della dissipazione supplementare dell'energia, in Figura 1.1. sono illustrati i diversi schemi, dove è proposto l'uso di dissipatori ad attrito [10]. In particolare, Figura 1.1a sottolinea che le zone dissipative dei tradizionali telai sismo-resistenti si trovano alle estremità delle travi, dove si devono sviluppare le cerniere plastiche. La domanda sismica è solitamente espressa in termini di massimo spostamento di interpiano (ϑ nella Figura 1.1), che governa la rotazione plastica prevista nelle zone dissipative. La strategia di dissipazione energetica supplementare (Figura 1.1b) è finalizzata alla riduzione della domanda sismica mediante l'introduzione di dissipatori sismici che devono essere posizionati, per la loro efficacia, tra coppie di punti soggetti ad elevati spostamenti relativi. La dissipazione di energia supplementare fornita da tali dispositivi consente di ridurre gli spostamenti massimi di interpiano (ϑ) e, di conseguenza, la riduzione del danno strutturale che si verifica alle estremità della trave. Viceversa, la strategia di sostituzione (Figura 1.1c) consente la prevenzione del danno strutturale, in quanto tutte le zone dissipative sono sostituite mediante collegamenti dotati di dissipatori ad attrito. La domanda di spostamento relativo non si riduce rispetto alle strutture tradizionali (Figura 1.1a), ma questo spostamento relativo comporta danni strutturali molto limitati in alcuni componenti del collegamento, perché la rotazione delle connessioni trave-colonna è adattata calibrando adeguatamente la corsa dei

dissipatori (Figura 1.1c). La rotazione massima consentita è praticamente data dal rapporto tra la corsa del dissipatore e il braccio di leva, ovvero la sua distanza dal centro di rotazione CR. Tuttavia, è utile notare che lo spostamento relativo che si verifica tra le estremità del dissipatore ad attrito ($\delta = \vartheta d_b$, essendo d_b l'altezza della sezione della trave) è significativamente inferiore a quello ($\delta = \vartheta h$, essendo h l'altezza di interpiano) che si verifica quando viene applicata la strategia di dissipazione dell'energia supplementare (Figura 1.1b). Questo è il motivo principale per cui i casi a) e c) dovrebbero fornire simili valori di domanda. Infine, un ulteriore miglioramento delle prestazioni sismiche si ottiene combinando la strategia di sostituzione con la strategia di dissipazione dell'energia supplementare. Tale strategia combinata (Figura 1.1d) porta sia alla riduzione di domanda di spostamento attesa in caso di eventi sismici distruttivi, sia alla prevenzione di danni significativi nei collegamenti trave-colonna. Ovviamente, la riduzione della domanda di spostamento rappresenta un vantaggio importante al fine di ridurre i danni agli elementi non strutturali dell'edificio.

L'utilizzo di collegamenti trave-colonna dotati di smorzatori è uno strumento efficace per ridurre il danneggiamento degli elementi strutturali indirizzando la dissipazione energetica verso componenti appositamente progettati che, se necessario, possono essere sostituiti dopo uno o più eventi sismici. Tuttavia, permane ancora un importante inconveniente comune alle strategie di progetto tradizionali. Infatti, sia nel caso di connessioni tradizionali che in caso di connessioni dotate di dissipatori sismici, a seguito di eventi sismici distruttivi, la struttura è soggetta a deformazioni complessive permanenti che determinano un fuori piombo la cui grandezza governa la possibilità di riparare efficacemente l'edificio. Per questo motivo, molti studi di ricerca si sono dedicati anche alla possibilità di dotare le connessioni di dispositivi ricentranti che sono generalmente costituiti da sistemi post-tesi.

Le sezioni seguenti forniscono una breve panoramica sulle connessioni “smart” dotate di dissipatori sismici appartenenti a diverse tipologie. Vengono brevemente presentati i principali risultati provenienti dalla letteratura tecnica e dai progetti di ricerca attualmente in corso e si tenta di classificarli. Viene inoltre effettuata una breve presentazione delle connessioni dotate di sistemi ricentranti.

L'intensità della ricerca su questi temi mostra che il futuro delle costruzioni in acciaio può essere davvero brillante per la varietà di soluzioni strutturali e l'enormità dei vantaggi che le tecnologie di costruzione in acciaio sono in grado di fornire, rispetto alle strutture in cemento armato, quando deve essere perseguito il formidabile obiettivo della sicurezza strutturale. Nell'industria siderurgica risiede la responsabilità di essere in grado di promuovere l'uso dell'acciaio nei paesi a rischio sismico rendendo i progettisti ed i clienti completamente consapevoli delle potenzialità dell'acciaio nel ridurre le perdite dirette e indirette che si verificano dopo gli eventi sismici distruttivi.

1.2 INCOVENIENTI DELLE CONNESSIONI TRADIZIONALI

Dall'analisi dei risultati presentati in [25] è possibile ottenere una rapida panoramica della risposta rotazionale dei tradizionali collegamenti trave-colonna. Sono presentati i risultati di un programma sperimentale riguardante lo studio del comportamento ultimo delle connessioni bullonate trave-colonna sotto azioni cicliche. In particolare, diversi collegamenti costituiti dalla stessa trave e colonna sono stati progettati e testati. Il progetto era mirato a garantire la stessa

resistenza a flessione dei collegamenti, ma cambiando per ogni collegamento il componente più debole. Si è quindi evidenziato come il comportamento ultimo sia governato rinforzando opportunamente i componenti il cui snervamento deve essere impedito. A tal fine, l'approccio per componenti è stato adottato come strumento di progettazione per i criteri di gerarchia dei componenti. Inoltre, è stata delineata l'effettiva possibilità di estendere l'approccio per componenti alla previsione della risposta ciclica dei collegamenti trave-colonna, in modo che i risultati ottenuti testimonino che l'approccio per componenti può essere considerato un potente strumento anche per la progettazione sismica delle connessioni.

Nella Figura 1.2 [25] viene mostrato il comportamento di una connessione flangiata progettata con la zona del pannello a taglio come componente più debole. In particolare, viene evidenziata la risposta ciclica delle principali componenti della connessione. L'utilizzo del metodo delle componenti ha consentito il controllo del componente che fornisce la principale fonte di dissipazione di energia che in realtà era costituita dalla zona del pannello a taglio, come risulta evidente dalla risposta ciclica momento-distorsione a taglio della zona del pannello. Tuttavia, a causa del notevole incrudimento della zona del pannello nodale, la sovra-resistenza eccessiva che ne deriva dà luogo anche allo snervamento della piastra di estremità in flessione, in modo che il collasso della connessione sia governato dalla frattura della saldatura che collega la piastra di estremità alla flangia della trave.

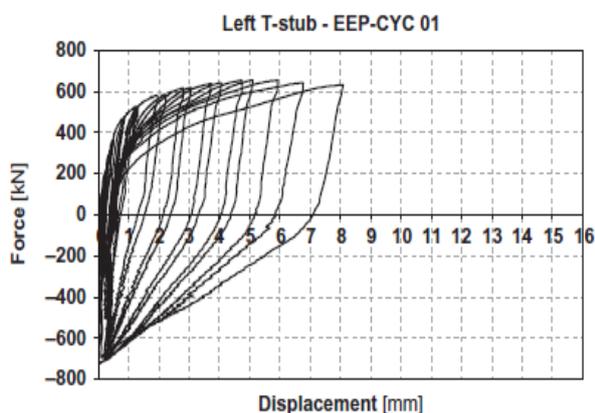
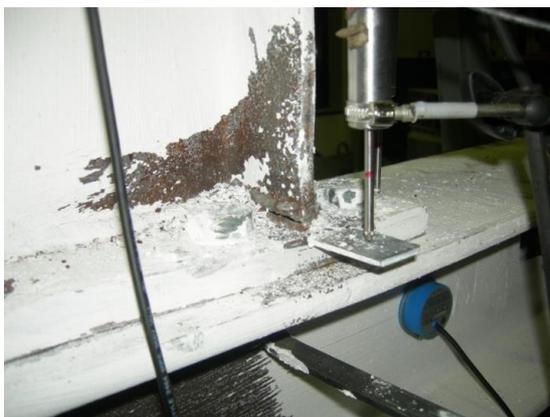
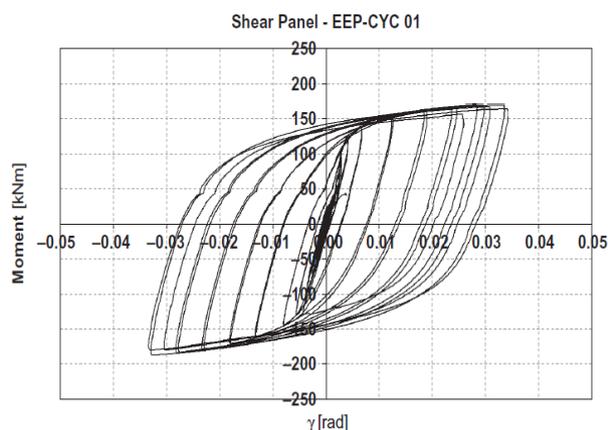
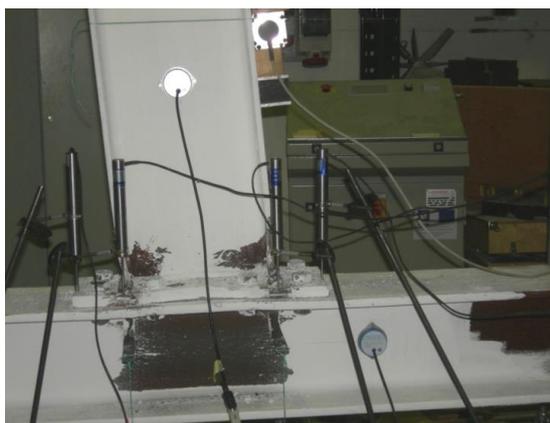


Figura 1.2 - Comportamento delle componenti della connessione progettata con il pannello nodale a taglio come componente più debole [25]

La risposta ciclica momento-rotazione della connessione è mostrata nella Figura 1.3 [25]. Si precisa che, quando lo snervamento della connessione coinvolge principalmente la zona del

pannello a taglio, si ottengono cicli di isteresi ampi e stabili. In particolare, la capacità rotazionale plastica della connessione risulta ben oltre i valori generalmente necessari per resistere ad eventi sismici distruttivi. Tuttavia, anche se la concentrazione di snervamento nella zona del pannello è tale da assicurare adeguate capacità rotazionale plastica e dissipazione energetica, il danneggiamento strutturale risulta comunque difficile da riparare. Inoltre, l'analisi strutturale non lineare, finalizzata alla valutazione delle prestazioni sismiche, dovrebbe essere eseguita modellando adeguatamente la zona del pannello. In aggiunta, possono verificarsi significativi effetti del secondo ordine in campo plastico. Per questo motivo, è opinione dell'autore che, nonostante l'elevata dissipazione di energia fornita, i giunti trave-colonna progettati affinché la zona del pannello snervi, dovrebbero essere evitati.

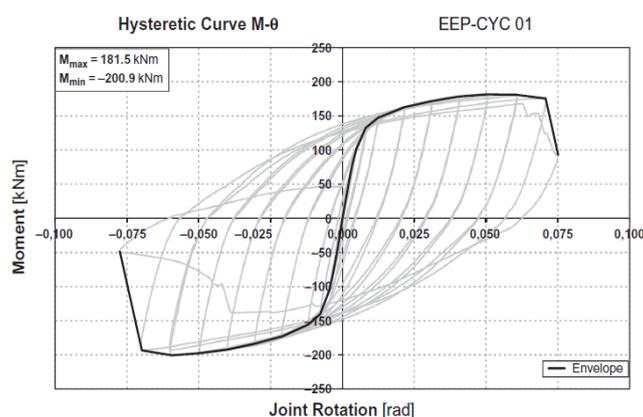


Figura 1.3 - Risposta ciclica momento-rotazione della connessione, progettata con la zona del pannello a taglio come componente più debole della connessione [25]

Il comportamento della connessione trave-colonna a pieno ripristino di resistenza è regolato dallo snervamento dell'estremità della trave. Pertanto, il corrispondente comportamento ciclico è governato dall'instabilità locale dei piatti costituenti la sezione della membratura. L'instabilità locale della flangia e dell'anima regolano, a seconda dei loro rapporti larghezza-spessore, il degrado di resistenza che si verifica in condizioni di carico ciclico. Questo è anche il caso delle connessioni a sezione ridotta della trave “RBS”. La Figura 1.4 [25] mostra la risposta ciclica momento-rotazione di una connessione flangiata con RBS. La connessione ha la stessa colonna e la stessa trave della Figura 1.2 e la RBS è stata calibrata per ottenere quasi la stessa resistenza a flessione.

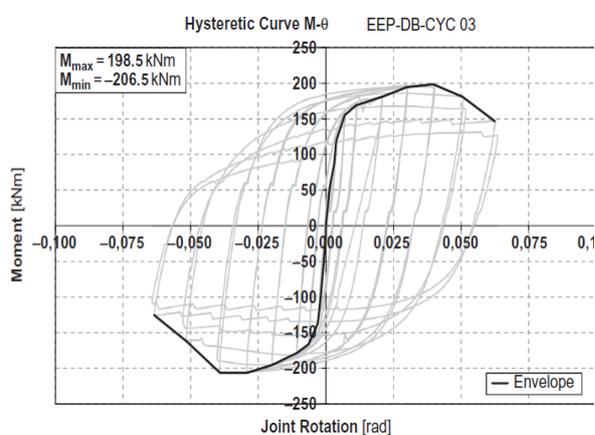
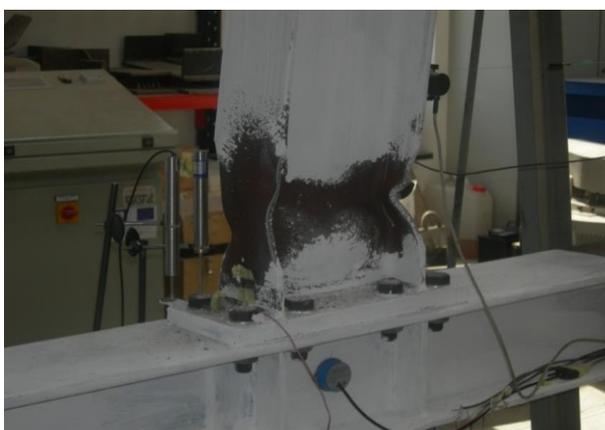


Figura 1.4 - Risposta ciclica momento-rotazione di una connessione tipo RBS [25]

La configurazione reale della cerniera plastica è dovuta all'instabilità locale che coinvolge ciclicamente le due flange e, per i requisiti di compatibilità cinematica, l'anima. Anche in questo caso la capacità rotazionale plastica risulta ben oltre i valori tipicamente necessari a sostenere eventi sismici di tipo distruttivo, ma risulta evidente anche il principale inconveniente della filosofia progettuale tradizionale. Il prezzo della dissipazione di energia è rappresentato dal significativo danneggiamento strutturale che si verifica alle estremità della trave. La deformazione plastica dà luogo a drift permanenti la cui entità influenza fortemente la possibilità di riparare efficacemente l'edificio dopo eventi sismici distruttivi.

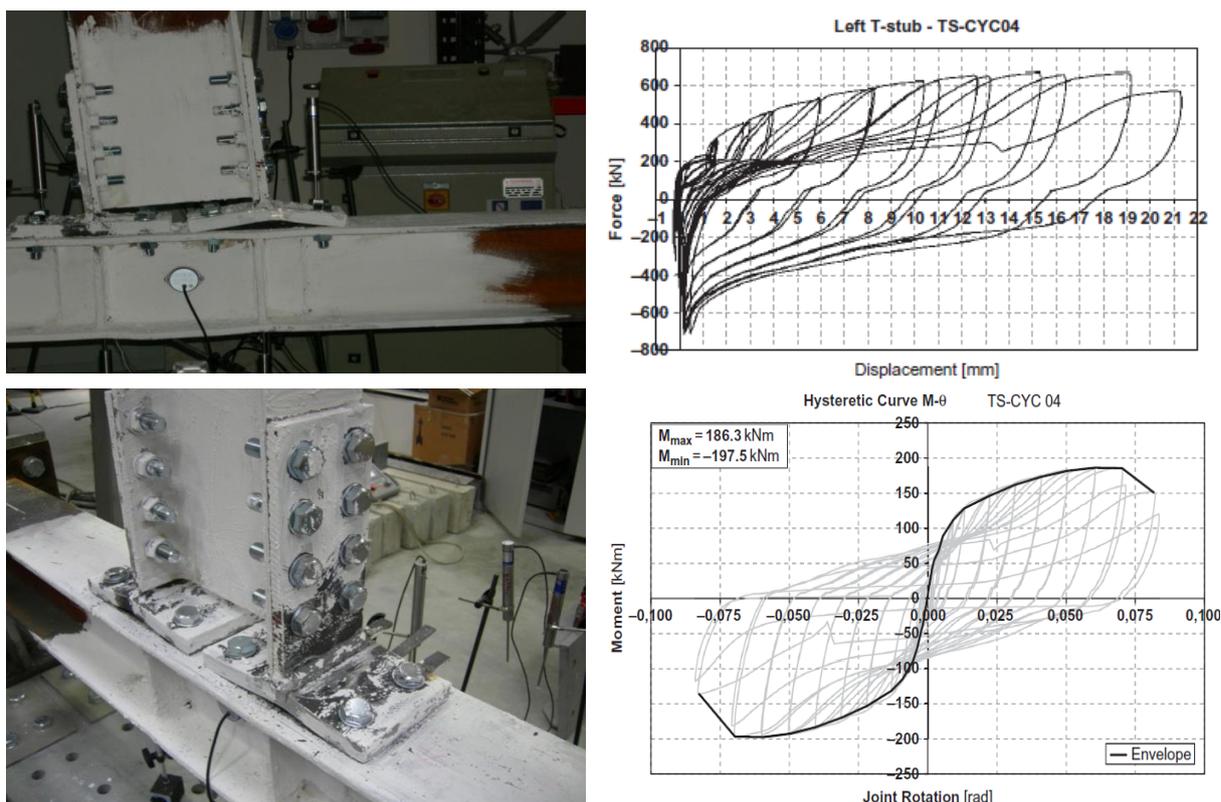


Figura 1.5 - Risposta ciclica momento-rotazione di una connessione DST progettata con T-stub bullonati come componente più debole della connessione [25]

La Figura 1.5 mostra la risposta ciclica di una connessione a doppio T-stub [25]. La trave e le sezioni dei pilastri sono le stesse delle connessioni esaminate nelle Figure 1.2 e 1.4. I T-stub bullonati sono stati progettati come il componente più debole e, inoltre, per ottenere un collegamento trave-colonna avente quasi la stessa resistenza a flessione dei collegamenti esaminati in precedenza. Quindi, si evidenzia l'influenza della scelta del componente più debole. Il comportamento forza-spostamento del componente più debole, cioè il T-stub bullonato, è anche rappresentato nella Figura 1.5 (T-stub sinistro). Come previsto, il collasso della connessione era regolato dal T-stub con la formazione di linee di snervamento nelle flange. In particolare, si è verificata una cricca in corrispondenza della linea di snervamento in prossimità dell'anima, inizialmente nella sua parte centrale, e si è progressivamente sviluppata fino alla rottura completa della flangia del T-stub. I T-stub bullonati [25] adeguatamente progettati sono in grado di fornire una capacità rotazionale plastica che risulta ben oltre maggiore a quella necessaria per resistere ad eventi sismici gravi. Tuttavia, i cicli di isteresi non sono stabili perché

caratterizzati da un fenomeno di “pinching” in progressivo aumento. Il vantaggio principale di tale tipologia di connessione tradizionale è che i T-stub possono essere facilmente sostituiti, in modo da poter essere considerati come dissipatori isteretici della connessione. D'altra parte, la deformabilità a flessione della connessione può essere significativa, per cui deve essere considerata nella progettazione strutturale. Di conseguenza, la deformabilità laterale della struttura deve essere adeguatamente controllata.

Partendo dalla breve panoramica della risposta rotazionale ciclica dei tradizionali collegamenti trave-colonna, si possono fare le seguenti considerazioni sui vantaggi e gli svantaggi delle connessioni tradizionali.

Le tradizionali connessioni a pieno ripristino di resistenza mostrano generalmente i presenti vantaggi:

- Le zone dissipative sono costituite dalle estremità delle travi che sono in grado di fornire valori adeguati di domanda di rotazione plastica, ben oltre il valore di riferimento, uguale a 0.03 rads, richiesto tipicamente per le strutture ad alta duttilità. Questo è assunto limitando il rapporto larghezza-spessore degli elementi che costituiscono la sezione della membratura;
- i cicli di isteresi sono ampi, mentre la loro stabilità è correlata al degrado di resistenza influenzato dai rapporti larghezza-spessore degli elementi costituenti la sezione della membratura.

I principali svantaggi possono essere elencati come segue:

- le zone dissipative appartengono al sistema strutturale primario, che, di conseguenza, risulta danneggiato in seguito ad eventi sismici severi, e quindi, deve essere necessariamente riparato;
- la riparazione della trave snervata non è semplice in confronto ad altre componenti (come i T-stub bullonati);
- dopo eventi sismici distruttivi, la struttura resta fuori piombo. Quindi, il ricentraggio è una delle principali tematiche riguardanti la riparabilità;
- perdite dirette e indirette si verificano in caso di eventi sismici gravi.

Viceversa, con riferimento alle connessioni tradizionali a parziale ripristino di resistenza, I seguenti vantaggi possono essere elencati:

- se lo snervamento della zona del pannello a taglio è escluso, le componenti dissipative sono tipicamente costituite dagli elementi di fissaggio, che in molti casi possono essere facilmente sostituiti (come T-stub bullonati ed angolari);
- le travi, cioè le membrane appartenenti al sistema strutturale primario, rimangono in campo elastico;

D'altro canto, possono essere elencati i seguenti svantaggi:

- la progettazione strutturale è particolarmente complessa nel caso delle connessioni a parziale ripristino di resistenza, poiché il progettista deve tenere in conto non solo la resistenza flessionale della connessione ma anche la rigidità rotazionale e la capacità rotazionale plastica;
- gli elementi di fissaggio soggetti a snervamento devono essere riparati o sostituiti;
- in seguito ad eventi sismici distruttivi, la struttura resta fuori piombo. Quindi, il ricentraggio è una delle principali tematiche riguardanti la riparabilità;
- perdite dirette e indirette si verificano in caso di eventi sismici gravi.

1.3 CONNESSIONI “SMART”

Le connessioni “smart” costituiscono una risposta a molteplici inconvenienti derivanti dalle connessioni tradizionali, sia a completo che a parziale ripristino di resistenza, nel caso di edifici soggetti ad eventi sismici distruttivi. Le connessioni “smart” possono essere concepite per raggiungere gli obiettivi seguenti:

- assicurare che il sistema strutturale primario resti in campo elastico (come in caso di connessioni a parziale ripristino, dove le travi restano non danneggiate);
 - dissipare l’energia sismica in ingresso in componenti specificamente progettate, che possono essere facilmente sostituite dopo eventi sismici distruttivi;
 - ridurre le deformazioni permanenti, (*i.e.*, fuori piombo), causate da eventi sismici distruttivi.
- Al fine di raggiungere uno o più obiettivi, le connessioni “smart” devono essere progettate secondo le strategie seguenti:

- dotando i collegamenti di dissipatori sismici che possono appartenere a tipologie differenti (dissipatori isteretici, smorzatori a estrusione di piombo, controventi a instabilità impedita *i.e.*, BRBs, dissipatori ad attrito, smorzatori in lega a memoria di forma *i.e.*, SMAs);
- dotando i collegamenti di sistemi di ricentraggio;
- dotando i collegamenti di dissipatori sismici e sistemi di ricentraggio.

Nella parte seguente, sono presentate brevemente diverse tipologie di connessioni “smart”.

1.3.1 Connessioni “smart” con dissipatori isteretici

Un innovativo sistema di connessione con “slit damper” è stato sviluppato da Oh et al. [28]. Tale collegamento non solo potrebbe fornire buone prestazioni sismiche, ma potrebbe anche essere riparato rapidamente, dopo un evento sismico severo.

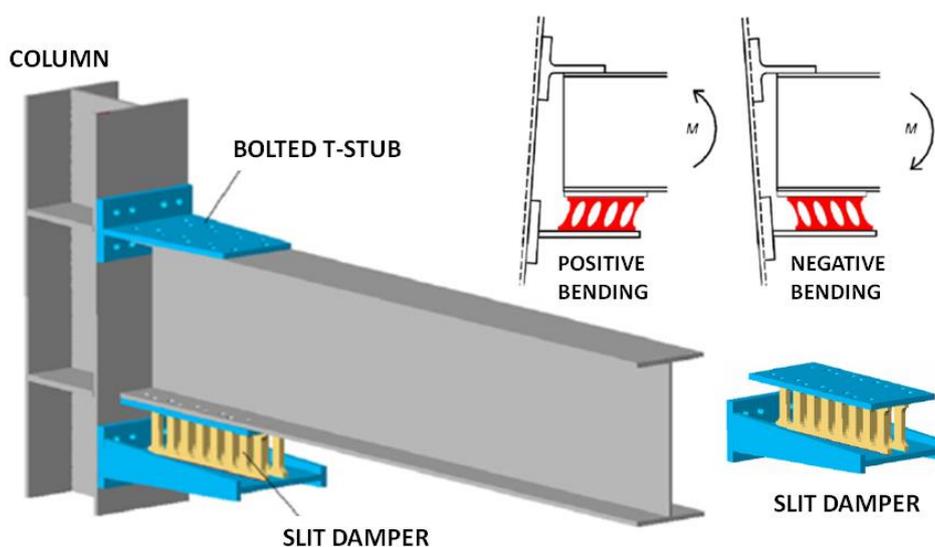


Figura 1.6 - Connessione trave-colonna dotata di slit damper [28]

Il collegamento trave-colonna è dotato di uno slit damper posto in corrispondenza della flangia inferiore (Figura 1.6), dove si concentrano le deformazioni plastiche. Il centro di rotazione è fissato a livello della flangia superiore mediante un T-stub. L’ubicazione del centro di rotazione ha lo scopo di prevenire il danneggiamento della soletta in calcestruzzo normalmente situata

sull'ala superiore della trave. La resistenza a flessione allo snervamento e la resistenza alla flessione ultima della connessione sono regolate dai valori di snervamento e resistenza ultima dello slit damper e dal braccio di leva. Secondo la notazione indicata in Figura 1.7, la resistenza allo snervamento dello slit damper è data da:

$$P_y = \min \left\{ n \frac{f_y t B^2}{2H'} ; n \frac{2f_y t B}{3\sqrt{3}} \right\} \quad (1.1)$$

dove n è il numero degli “struts” dello slit damper, t è lo spessore, B è la larghezza dei “struts”, H' è l'altezza equivalente e f_y è la tensione di snervamento mentre la resistenza ultima è data dalla seguente espressione:

$$P_u = \min \left\{ n \frac{f_u t B^2}{2H'} ; n \frac{2f_u t B}{3\sqrt{3}} \right\} \quad \text{with} \quad H' = H + 2 \frac{r^2}{H_T} \quad (1.2)$$

dove H_T è l'altezza totale degli “struts” dello slit damper e f_u è la tensione ultima. Lo spostamento corrispondente al limite elastico dello slit damper è:

$$\delta_y = \frac{1.5P_y H_T}{n E t B} \left[\left(\frac{H'}{B} \right)^2 + 2.6 \right] \quad (1.3)$$

dove E è il modulo di Young.

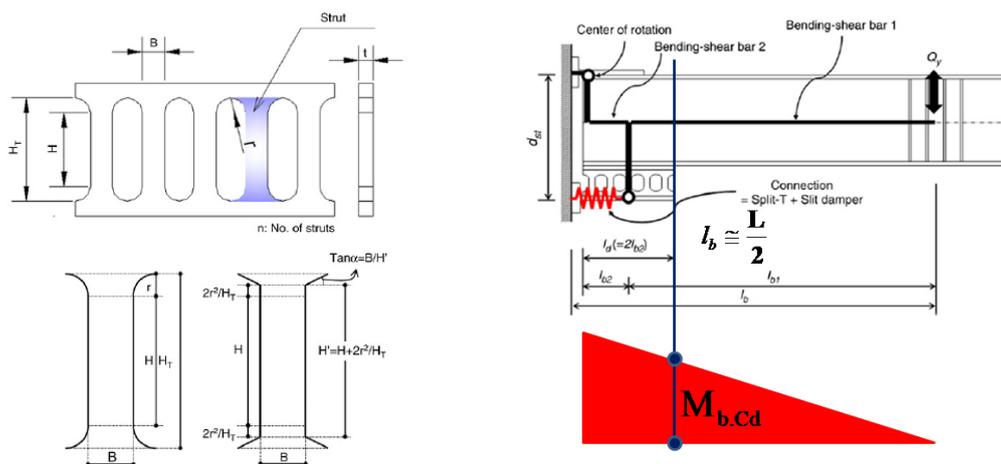


Figura 1.7 - Criterio di progetto per le connessioni dotate di slit dampers

Poiché lo scopo delle connessioni smart è quello di prevenire lo snervamento delle travi connesse, un criterio di progettazione può essere facilmente derivato applicando opportunamente il secondo principio del capacity design, con riferimento alle componenti della connessione. Secondo questo principio, le componenti non dissipative devono essere progettate considerando le azioni interne massime che le componenti dissipative snervate ed incrudite fino alla loro condizione ultima sono in grado di trasmettere. In questo caso, la componente dissipativa è costituita dallo slit damper la cui resistenza ultima è data dall'Eq. (1.2). Pertanto, il momento flettente corrispondente alla capacità dello slit damper è dato da (Figura 1.7)

$$M_{b,Cd} = \frac{P_u d_{st}}{(l_{b1} + l_{b2})} (l_{b1} - l_{b2}) \quad (1.4)$$

Pertanto, la sezione della trave, *i.e.*, la zona primaria non-dissipativa il cui snervamento deve essere evitato, deve soddisfare il seguente requisito di progetto:

$$M_{b,Cd} \leq M_{b,Rd} \tag{1.5}$$

essendo $M_{b,Rd}$ la resistenza di progetto della trave.

Il progetto della sezione della trave esplicitando le Eqs. (1.2), (1.4) e(1.5) assicura che lo snervamento della trave sia evitato. In modo da assicurare che la dissipazione di energia sia concentrata solo nello slit damper, tutte le altre componenti del giunto devono essere progettate secondo il secondo principio del capacity design. Ciò comporta che il T-stub bullonato, posizionato sulla flangia superiore deve essere progettato per trasmettere una forza uguale a P_u . In modo simile, anche l’anima della colonna in compressione, l’anima della colonna a trazione e la zona del pannello nodale a taglio devono essere verificati considerando la massima forza P_u che lo slit damper è in grado di trasmettere.

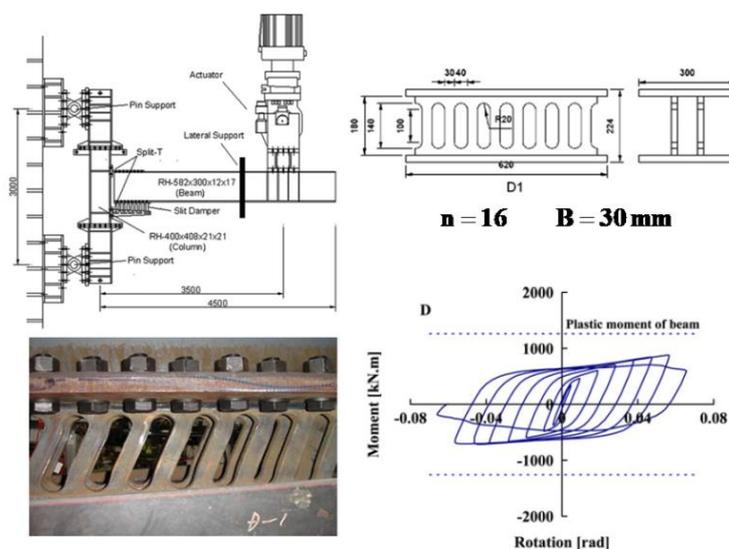


Figura 1.8 - Test sperimentali sulle connessioni dotate di ‘slit dampers’

Grazie all'utilizzo di uno smorzatore isteretico appositamente progettato per assicurare un'adeguata capacità di spostamento e dissipazione di energia, le connessioni dotate di slit dampers sono in grado di assicurare cicli di isteresi stabili (Figura 1.8) con una capacità di rotazione plastica oltre il valore di riferimento richiesto dai codici e in modo da impedire lo snervamento della trave collegata. Pertanto, dopo un evento sismico distruttivo, potrebbe essere necessaria solo la sostituzione dello slit damper.

I risultati dei test [28] hanno indicato che i collegamenti correttamente progettati dotati di slit dampers hanno mostrato un eccellente comportamento isteretico. Inoltre, la dissipazione di energia e la deformazione plastica in questo sistema sono state concentrate solo negli slit dampers, mentre il comportamento anelastico di travi e colonne è prevenuto attraverso il soddisfacimento dei requisiti del capacity design.

1.3.2 Connessioni “smart” dotate di BRBs

È noto che i controventi a instabilità impedita (BRBs) sono costituiti da un nucleo centrale sottoposto a trazione / compressione che rappresenta la componente dissipativa. L'instabilità del nucleo in compressione viene prevenuta utilizzando una custodia esterna adeguatamente progettata. Pertanto, i BRBs possono essere considerati un tipo particolare di smorzatori isteretici che vengono tipicamente utilizzati come elementi di controvento in telai controventati concentrici. Tuttavia, anche se risultano riconosciuti come una tipologia di smorzatori isteretici, è evidente che il loro utilizzo può essere esteso a molte configurazioni strutturali. In particolare, l'uso di BRBs per i giunti trave-colonna dotati di smorzatori isteretici è stato proposto in [29] (Figura 1.9) dove sono state studiate due configurazioni.

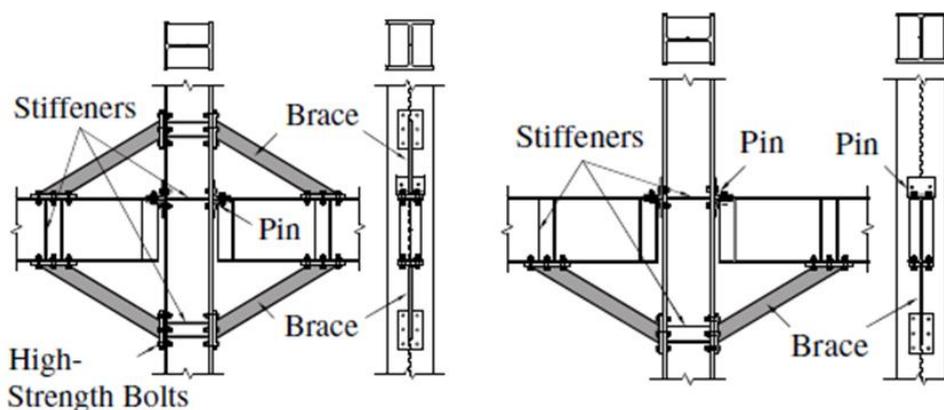


Figura 1.9 - Connessione trave-colonna dotata di buckling restrained braces [29]

La prima configurazione corrisponde all'uso di BRBs che connettono sia la flangia superiore che quella inferiore. Nella seconda configurazione, i BRBs sono collegati solo alla flangia inferiore. In entrambi i casi, la flangia superiore è collegata alla colonna anche mediante un T-stub bullonato che praticamente stabilisce la posizione del centro di rotazione.

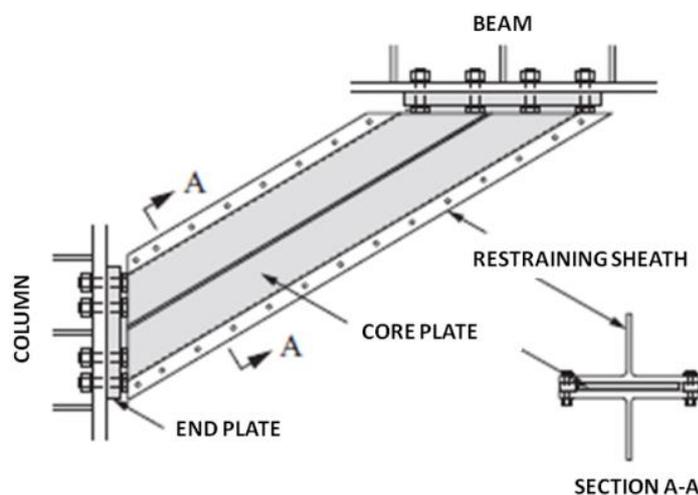


Figura 1.10 - Dettaglio strutturale dell'“all steel” BRB usato come dissipatore isteretico [29]

Il dissipatore isteretico è costituito da una piastra centrale la cui instabilità a compressione è impedita da una cassa esterna formata da due elementi a T bullonati. Pertanto, il dissipatore è di tipo “all steel” BRB (Figura 1.10).

Lo scopo primario delle connessioni “smart” è la prevenzione dello snervamento della trave e la concentrazione della dissipazione di energia nei dissipatori sismici. Quindi, anche in questo caso, il progetto del dettaglio strutturale deve essere basato sull’applicazione dei principi del capacity design a livello del componente. Iniziando dalla condizione di snervamento della piastra centrale $N = N_y$ l’azione di taglio della trave $Q_b = Q_{bp}$ che conduce alla condizione di snervamento può essere facilmente valutata (Figura 11). Infatti, come esempio, riguardo la configurazione con BRBs che collegano sia la flangia superiore che inferiore, l’equazione di equilibrio alla traslazione in direzione verticale fornisce:

$$V = Q_{bp} - 2N_y \sin \alpha \tag{1.6}$$

L’equazione di equilibrio alla traslazione in direzione orizzontale fornisce $H = 0$ e, infine, l’equazione di equilibrio alla rotazione attorno al centro di rotazione B:

$$Q_{bp} = \frac{2N_y \cos \alpha}{2l_b - d_c} [d_b + \text{tg} \alpha (2\xi l_b - d_c)] \tag{1.7}$$

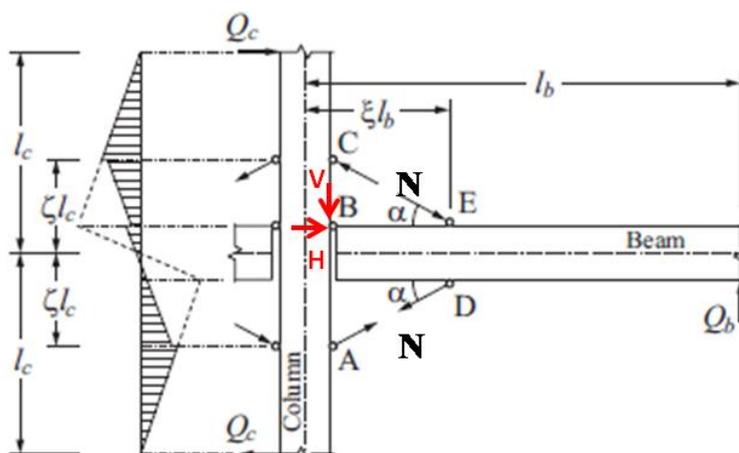


Figura 1.11 - Distribuzione delle forze nei giunti trave-colonna dotati di BRBs inferiori e superiori [29]

Pertanto, tenendo in conto che:

$$\text{tg} \alpha = \frac{\zeta l_c - \frac{d_b}{2}}{\xi l_b - \frac{d_c}{2}} \tag{1.8}$$

L’azione di taglio della trave corrispondente allo snervamento della piastra centrale del BRB è data da:

$$Q_{bp} = \frac{4 \zeta l_c}{2l_b - d_c} N_y \cos \alpha \tag{1.9}$$

Il momento flettente massimo che si verifica nella trave quando il BRB è alla condizione di snervamento, si sviluppa alla sezione ED. Secondo il secondo principio del capacity design, esso è dato da:

$$M_{b,Cd} = Q_{bp}(1-\xi)l_b = \frac{4\zeta l_c}{2l_b - d_c} N_y \cos\alpha (1-\xi)l_b \quad (1.10)$$

Al fine di prevenire lo snervamento della trave, la condizione seguente deve essere soddisfatta:

$$M_{b,Cd} \leq M_{b,Rd} = \frac{Z_b f_y}{\gamma_{M0}} \quad (1.11)$$

Quindi, considerando l’Eq. (1.11) e l’Eq. (1.10), è possibile derivare una relazione di progetto della piastra centrale del BRB, data la sezione della trave:

$$A_{core} \leq \frac{1}{f_y} \frac{M_{b,Rd} \left(1 - \frac{d_c}{2l_b}\right)}{2\zeta l_c (1-\xi) \cos\alpha} \quad (1.12)$$

Dopo aver progettato la piastra centrale del BRBs in modo tale da prevenire lo snervamento della trave, tutte le componenti del collegamento devono essere dimensionate considerando le forze massime trasmesse quando la piastra centrale è snervata, cioè quando si verifica $N = N_y$.

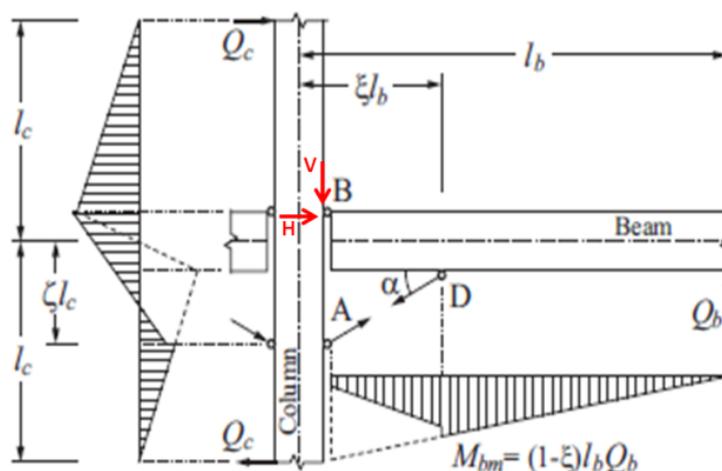


Figura 1.12 - Distribuzione delle forze nei giunti trave-colonna dotati di BRBs inferiori [29]

Applicando la stessa procedura al caso dei collegamenti trave-colonna dotati di BRBs localizzati solo alla flangia inferiore (Figura 1.12), è possibile ottenere la seguente relazione per il progetto della piastra centrale:

$$A_{core} \leq \frac{1}{f_y} \frac{M_{b,Rd} \left(1 - \frac{d_c}{2l_b}\right)}{\zeta l_c (1-\xi) \left(1 + \frac{d_b}{2\zeta l_c}\right) \cos\alpha} \quad (1.13)$$

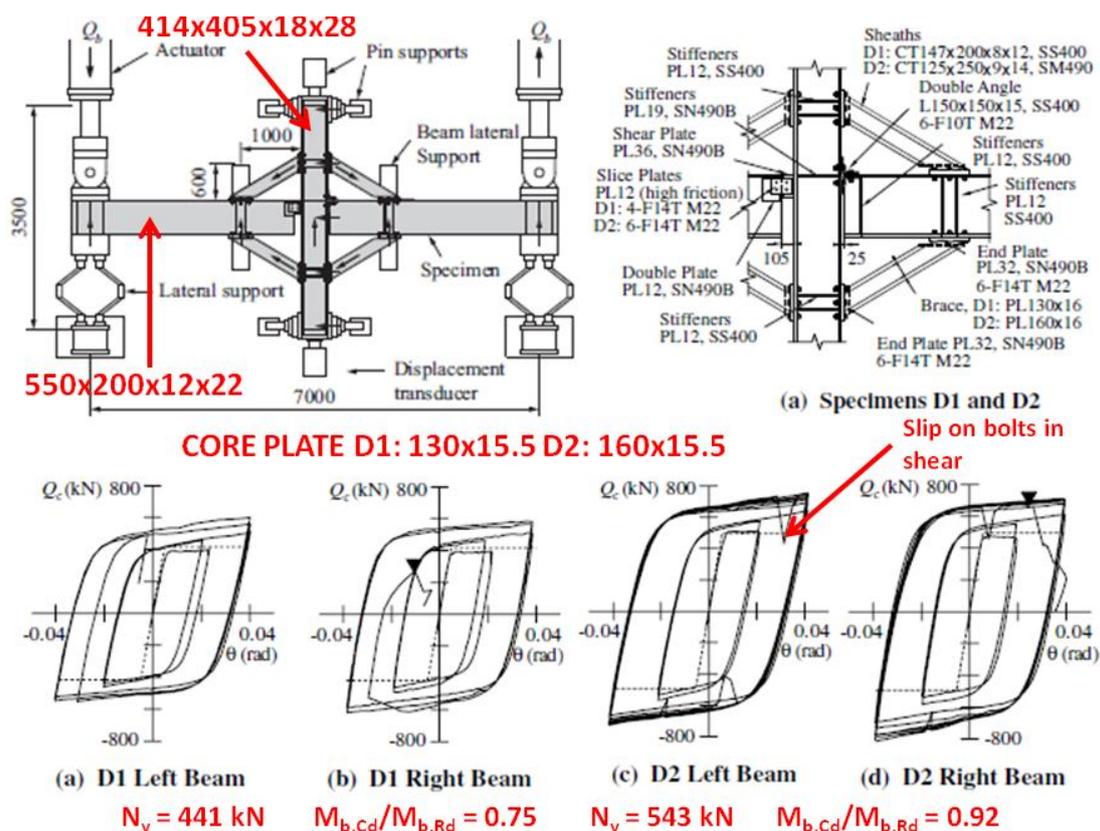


Figura 1.13 - Risposta ciclica momento-rotazione dei giunti trave-colonna dotati di BRBs [29]

I risultati dei test [29] hanno indicato che connessioni adeguatamente progettate dotate di BRBs, adottati come smorzatori isteretici, hanno mostrato un eccellente comportamento isteretico (Fig. 13). La dissipazione di energia e la deformazione plastica sono concentrate solo nei BRBs, mentre il comportamento anelastico di travi e pilastri è prevenuto attraverso il soddisfacimento dei requisiti del capacity design.

1.3.3 Connessioni “smart” dotate di dissipatori ad attrito

Sebbene i collegamenti trave-colonna dotati di dissipatori ad attrito siano stati proposti per la prima volta nel 1995 da Popov e Yang [30], l'attività di ricerca su questa tipologia di connessione innovativa ha ricevuto un impulso solo di recente, principalmente in Nuova Zelanda [31- 35], dove le prime applicazioni a edifici reali sono state fatte anche nei “Te Puni Village Buildings” [36], e in Italia [9, 10, 37-39].

I dissipatori ad attrito attualmente proposti per i collegamenti trave-colonna possono essere suddivisi in due categorie: 1) dissipatori basati su connessioni ad attrito simmetriche (SFC) e 2) dissipatori basati su connessioni ad attrito asimmetriche (AFC).

Le connessioni ad attrito simmetriche sono tipicamente costituite da due piatti esterni con fori normali bullonati ad una piastra interna con fori asolati lunghi nella direzione della forza applicata. Inoltre, gli spessori ad attrito si trovano tra i piatti esterni e i piatti interni (Figura 1.14). Gli spessori ad attrito possono essere costituiti da piatti di un materiale appositamente selezionato oppure da piatti opportunamente rivestiti. In entrambi i casi, sia il materiale dello spessore ad attrito che il rivestimento dei piatti in acciaio devono essere accuratamente selezionati per fornire valori adeguati del coefficiente di attrito e per ridurre la perdita di precarico del bullone a causa

dell'usura delle superfici di contatto con l'obiettivo di garantire la stabilità dei cicli di isteresi [40, 42]. Le normali rondelle vengono spesso sostituite mediante rondelle Belleville, ovvero molle a tazza (*i.e.*, disk springs), per ridurre le perdite di precarico del bullone.

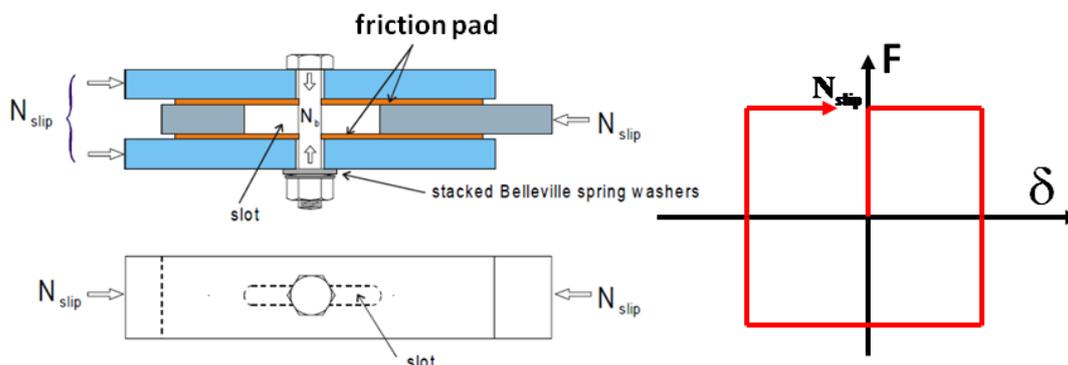


Figura 1.14 - Concetto e comportamento ideale forza-spostamento di una connessione ad attrito simmetrica

Il comportamento teorico forza-spostamento di una connessione ad attrito simmetrica corrisponde al modello ideale rigido-perfettamente plastico dove il plateau è dovuto alla resistenza allo scorrimento della connessione, che può essere calcolata come:

$$N_{slip} = n_b n_s \mu N_b \tag{1.14}$$

essendo n_b il numero dei bulloni, n_s il numero delle superfici di contatto, μ il coefficiente di attrito e N_b il precarico del bullone.

Anche le connessioni asimmetriche ad attrito (Figura 1.15) sono costituite da due piatti esterni bullonati con normali fori ad un piatto interno con fori asolati lunghi nella direzione della forza applicata, ma la forza è trasmessa al dispositivo da un solo piatto esterno. Il secondo piatto esterno, cosiddetto “cap”, non è soggetto a forze esterne. Inoltre, due spessori ad attrito sono posizionati tra il piatto esterno ed interno.

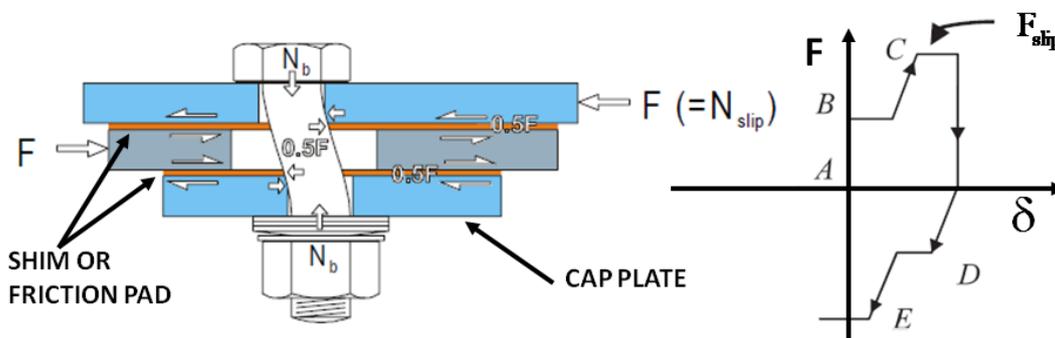


Figura 1.15 - Concetto e comportamento ideale forza-spostamento di una connessione ad attrito asimmetrica

Ci sono due superfici di scorrimento nell'AFC: 1) l'interfaccia tra lo spessore superiore e il piatto esterno che trasmette la forza applicata e 2) l'interfaccia tra lo spessore inferiore e il piatto interno. Il comportamento forza-spostamento idealizzato degli AFCs, che è caratterizzato da due livelli di resistenza allo scorrimento. Poiché la domanda sismica supera la resistenza ad attrito dell'AFC, lo scorrimento si verifica per primo sulla prima interfaccia per un livello di resistenza

allo scorrimento corrispondente al punto B. Ulteriori aumenti della domanda sismica costringono la seconda interfaccia a scorrere, che è rappresentata dal livello di scorrimento C. In questa fase, il bullone è in doppia curvatura con distribuzione del momento flettente mostrata in Figura 1.16. In caso di inversione del carico, lo scorrimento avviene sulla prima interfaccia (D), seguito dalla seconda interfaccia (E).

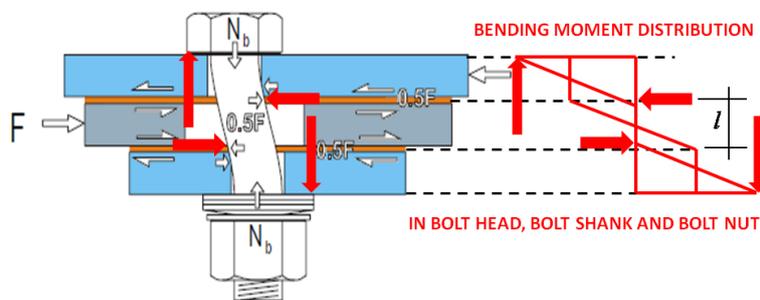


Figura 1.16 - Comportamento dell’anima del bullone in doppia curvatura

Il momento flettente massimo nell’anima del bullone è dato da:

$$M = \frac{Vl}{2} = \frac{\mu Nl}{2} \quad (1.15)$$

La resistenza flessionale di progetto dell’anima del bullone, ridotta alla contemporanea forza di trazione N dovuta al precarico del bullone, è data da:

$$M_{\text{bolt.Rd}} = Z_b \left(1 - \frac{N}{N_{b,\text{Rd}}} \right) f_{ub} \cong 0.1655 d_b^3 \left(1 - \frac{N}{0.56 d_b^2 f_{ub}} \right) f_{ub} \quad (1.16)$$

La resistenza a taglio di progetto dell’anima del bullone è data da:

$$V_{\text{bolt.Rd}} \cong 0.62 f_{ub} 0.56 d_b^2 \quad (1.17)$$

Dato che il bullone è contemporaneamente soggetto a momento flettente e taglio, l’interazione M-V è tenuta in conto usando il seguente dominio:

$$\frac{M}{M_{\text{bolt.Rd}}} + \frac{V}{V_{\text{bolt.Rd}}} = 1 \quad (1.18)$$

Considerando che $V = \mu N$, dalle Eqn.s (1.15-1.18) e risolvendo rispetto a N , la resistenza allo scorrimento dovuta ad un singolo bullone è valutata come:

$$F_{\text{slip}} = 2\mu N \quad (1.19)$$

È necessario notare che il maggiore svantaggio degli AFCs in confronto ai SFCs è dovuto all’interazione M-N-V nell’anima del bullone che, dato il coefficiente di attrito e il diametro del bullone, conduce ad una riduzione della forza trasmessa dall’attrito. Infatti, il valore di N corrispondente alla condizione di snervamento del bullone è minore di N_b , cosicché gli AFCs siano in grado di trasmettere una forza minore comparata ai SFCs. D’altro lato, gli autori degli AFCs affermano che ci sia un certo effetto ricentrante dovuto alla forma dei cicli di isteresi.

I giunti trave-colonna dotati di dissipatori ad attrito asimmetrici sono anche indicati come “Sliding Hinge Joints” (Figura 1.17) [31-35]. L'estremità della trave viene posizionata in modo da lasciare uno spazio tra trave e colonna. La flangia superiore della trave è collegata alla flangia della colonna mediante un piatto di rinforzo saldato alla colonna e bullonato alla trave. L'estremità del piatto di rinforzo, saldato alla colonna, stabilisce la posizione del centro di rotazione. La posizione del centro di rotazione ha lo scopo di ridurre al minimo il danneggiamento della soletta. La forza di taglio nella trave è assorbita dai bulloni dell'anima superiore. Fori asolati orizzontali sono previsti nel piatto della flangia inferiore e nei fori inferiori del piatto dell'anima della colonna per consentire rotazioni significative dell'estremità della trave rispetto alla colonna. Viene fornito uno spazio tra l'estremità della flangia inferiore della trave e la colonna. Tale spazio deve essere sufficientemente ampio da soddisfare le richieste di rotazione previste in caso di eventi sismici gravi. Sotto il piatto della flangia inferiore si trova un piatto di imbottitura (*i.e.*, cap plate). È un piatto che scorre liberamente, visto che non ha alcun collegamento fisico con il resto del giunto, a parte il collegamento attraverso i bulloni. Un piatto simile è posizionato in modo simile all'esterno del piatto d'anima. Su tutte le superfici in cui può verificarsi lo scorrimento, vengono posizionati degli spessori, che possono essere fabbricati in acciaio, ottone o altri materiali. Questi ultimi hanno fori di dimensioni standard in modo che lo scorrimento avvenga sul lato dello spessore a contatto con la piastra della flangia inferiore o il piatto d'anima.

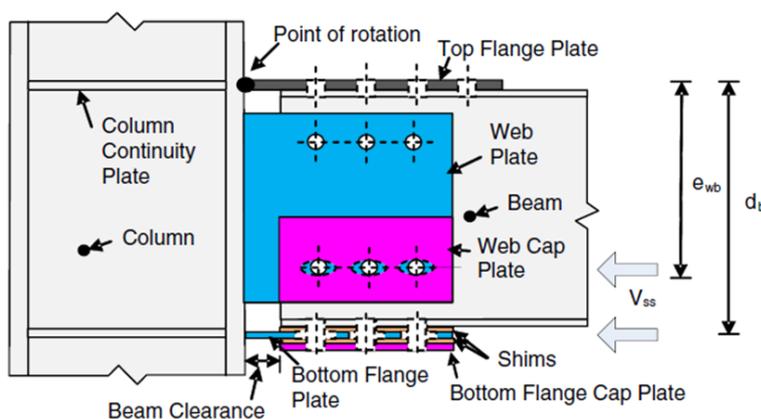


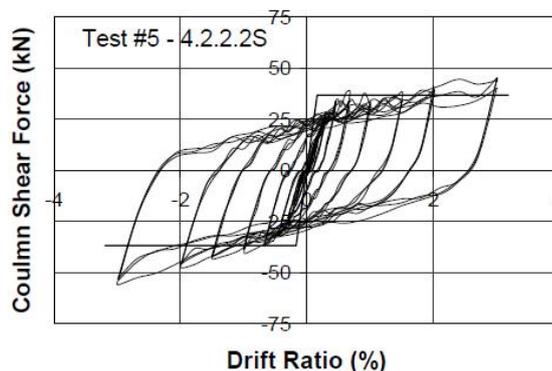
Figura 1.17 - Sliding Hinge Joint con connessioni ad attrito asimmetriche [36, 43]

Il comportamento ciclico degli “Sliding Hinge Joints” con connessioni asimmetriche ad attrito è mostrato nella Figura 1.17. Si può notare che la forma del ciclo isteretico non è quella di un dispositivo d'attrito tradizionale, (cioè rettangolare) ma risulta meno dissipativo.

Questa tipologia di connessione è definita dagli autori una connessione a basso danneggiamento poiché lo snervamento è limitato allo sviluppo di una linea di snervamento nei piatti saldati alla flangia superiore e inferiore della colonna, a causa della flessione risultante dalla rotazione della connessione, e allo snervamento dei bulloni dovuto all'interazione M-N-V che si verifica tipicamente negli AFCs. Ciò comporta la necessaria sostituzione dei bulloni in seguito ad un grave evento sismico.



(a) Test Frame



(b) Hysteretic Behaviour

Figura 1.18 - Comportamento ciclico degli sliding hinge joints con connessioni ad attrito asimmetriche [43]

Un'ampia analisi sperimentale sulle connessioni trave-colonna dotate di connessioni simmetriche ad attrito è stata condotta presso l'Università di Salerno, nell'ambito del progetto di ricerca europeo RFCS FREEDAM [44]. La connessione è concepita per consentire l'utilizzo di un dispositivo ad attrito completamente prefabbricato e montato in officina, per garantire il massimo controllo del serraggio dei bulloni e, di conseguenza, del livello di precarico dei bulloni che regola la resistenza allo scorrimento del dispositivo. Pertanto, il dispositivo prefabbricato e pre-assemblato viene successivamente bullonato in opera alla flangia della colonna e alla flangia della trave. Inoltre, il dispositivo ad attrito prefabbricato dà luogo all'aumento del braccio di leva e, quindi, all'aumento del momento flettente corrispondente allo scorrimento (Figura 1.19). Il programma sperimentale che porta allo sviluppo del dispositivo ad attrito è presentato nel Capitolo 2, mentre il test del completo sub-assemblaggio dei giunti trave-colonna è presentato nel Capitolo 3.

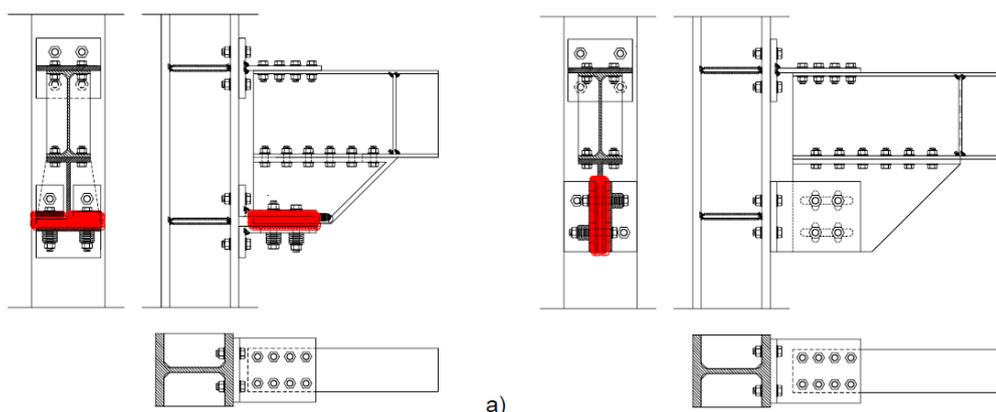


Figura 1.19 - a) Configurazione con dispositivo orizzontale; b) Configurazione con dispositivo verticale.

Sono stati testati otto collegamenti esterni trave-colonna. Obiettivo principale delle prove è, da un lato, la validazione dell'iter progettuale sviluppato all'interno del progetto e, dall'altro, la valutazione del sistema proposto in termini di dissipazione energetica e prevenzione del danneggiamento della connessione. Le prove hanno riguardato otto giunti trave-colonna,

considerando due diverse dimensioni della trave (IPE 270 e IPE 450) e due diverse configurazioni del dispositivo ad attrito (orizzontale e verticale) (Figura 1.19). Per ogni configurazione di dispositivo, il test è stato eseguito due volte, una volta utilizzando molle a tazza e un'altra volta utilizzando semplici rondelle piatte per i gruppi di bulloni [44, 45].

I provini sono stati progettati sfruttando, per tutti i componenti del giunto, escluso lo spessore ad attrito, i modelli già proposti dall'Eurocodice 3 parte 1-8 e, per il nuovo componente, ovvero il dissipatore ad attrito, i risultati provenienti dalle prove sperimentali specificatamente dedicate. La procedura di progettazione dei giunti trave-colonna dotati di dissipatori ad attrito FREEDAM è presentata nel Capitolo 7 appartenente alla Parte II (“Manuale di Progettazione”).

A titolo di esempio, la Figura 1.20 mostra la prova di un giunto trave-colonna dotato di dispositivo ad attrito nella configurazione orizzontale. Viene inoltre presentato il comportamento ciclico del giunto che mostra la relazione tra il momento flettente, valutato in corrispondenza della flangia della colonna, e la rotazione della connessione. La forma dei cicli di isteresi è dovuta alla flessione del T-stub e degli angolari, dovuta alla rotazione del collegamento, dando luogo ad una distribuzione della pressione sugli spessori d'attrito (effetto bicchiere) diversa da quella che si verifica in semplici prove assiali, tipicamente eseguite per l'indagine sperimentale del solo dissipatore ad attrito.

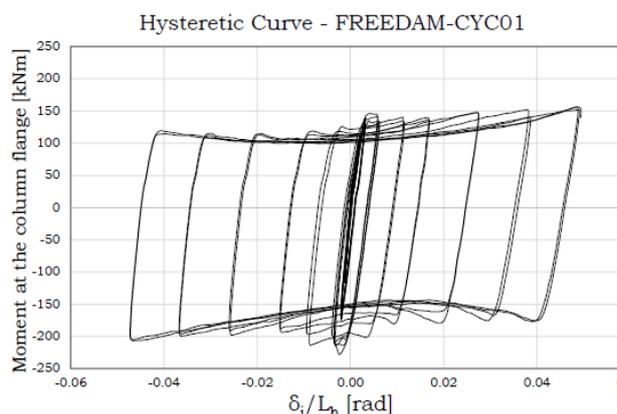
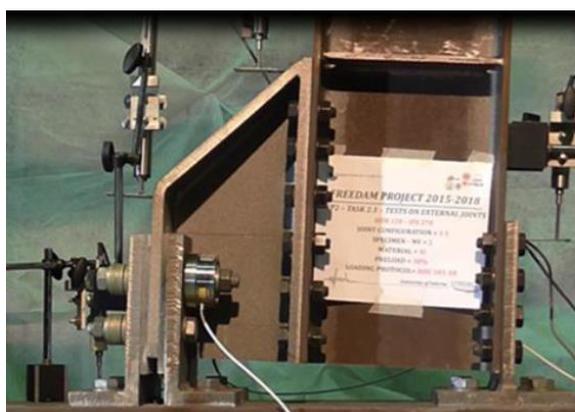


Figura 1.20 - Test di una connessione dotata di dispositivo ad attrito nella configurazione orizzontale

Un lieve danneggiamento avviene nell'anima del T-stub e degli angolari a causa della loro flessione per l'effetto bicchiere. Le connessioni possono facilmente adattarsi a qualsiasi valore di rotazione desiderato, semplicemente progettando la corsa dei fori asolati lunghi dei dissipatori ad attrito.

Il giunto trave-colonna dotato del dissipatore ad attrito nella configurazione verticale è stato concepito in modo da evitare l'effetto bicchiere e, di conseguenza, migliorare la forma dei cicli isteretici. Anche in questo caso il dispositivo è concepito per essere completamente prefabbricato ed assemblato in officina e, successivamente, bullonato in opera alla flangia della colonna e alla flangia della trave.

A titolo di esempio, la Figura 1.21 mostra la prova di un giunto trave-colonna dotato di smorzatore di attrito nella configurazione verticale. Viene inoltre presentato il comportamento ciclico del giunto che mostra la relazione tra il momento flettente, valutato in corrispondenza della flangia della colonna, e la rotazione della connessione. Riguardo i cicli di isteresi, la forma risulta molto vicina alla forma rettangolare ideale, la stabilità è eccellente, con lieve degrado di

resistenza allo scorrimento dovuto all'usura delle superfici di contatto degli spessori ad attrito. Ciò è dovuto al processo di rivestimento progettato specificamente per questi ultimi [44].

Inoltre, in questo caso un lieve danneggiamento è limitato all'anima del T-stub, sottoposto a flessione per la rotazione della connessione, utilizzato per localizzare il centro di rotazione. Il centro di rotazione è ovviamente situato in corrispondenza della flangia superiore che sostiene la soletta in calcestruzzo, scelta finalizzata a prevenire il danneggiamento della soletta stessa.

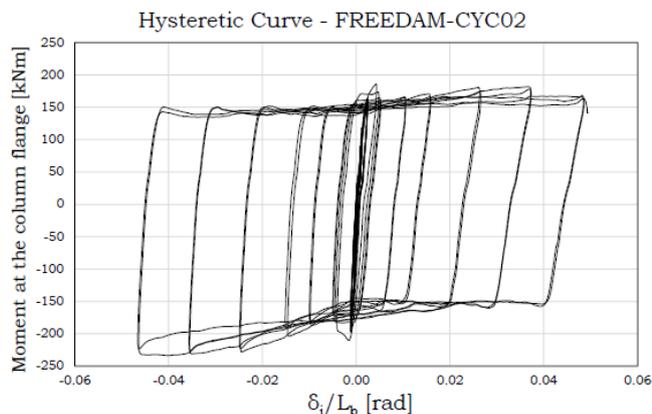
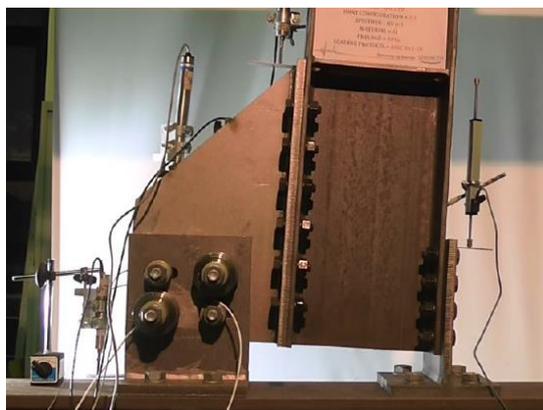


Figura 1.21 - Test di una connessione dotata di dissipatore ad attrito nella configurazione verticale

1.4 CONNESSIONI RICENTRANTI

Recentemente sono state proposte anche connessioni dissipative ricentranti (SC-DC) per telai sismo-resistenti [46-54]. Sono costituiti da un sistema di ricentraggio basato su trefoli post-tesi (PT) a cui è abbinato una connessione dissipativa. Sebbene i SC-DC proposti da diversi ricercatori siano dotati di smorzatori isteretici o smorzatori di attrito, in linea di principio la connessione dissipativa negli SC-DC può essere equipaggiata con qualsiasi tipologia di smorzatori sismici passivi.

A titolo di esempio, la Figura 1.22 mostra un collegamento dissipativo ricentrante dotato di smorzatori ad attrito passivo. Il sistema ricentrante è tipicamente costituito da trefoli PT che corrono paralleli alle travi per più campate attraverso le colonne. Tali trefoli sono ancorati all'esterno della zona di connessione come illustrato nella Figura 1.23. I trefoli di acciaio ad alta resistenza vengono post-tesi dopo l'installazione dei dispositivi di attrito. Le flange della trave vengono compresse contro le flange della colonna a causa della forza iniziale di post-tensione applicata ai trefoli. Al fine di evitare deformazioni premature o instabilità delle flange della trave a causa di una compressione eccessiva sotto l'azione combinata della forza assiale, dovuta alla post-tensione e alla flessione, sono necessarie dei piatti di rinforzo, tipicamente saldati sulle facce esterne delle flange della trave. Gli spessori vengono posizionati tra la flangia della colonna e le flange della trave in modo che solo le flange della trave e i piatti di rinforzo siano a contatto con la colonna. Ciò consente di mantenere un buon contatto tra le flange della trave e la flangia della colonna, proteggendo allo stesso tempo l'anima della trave dallo snervamento a causa del contatto.

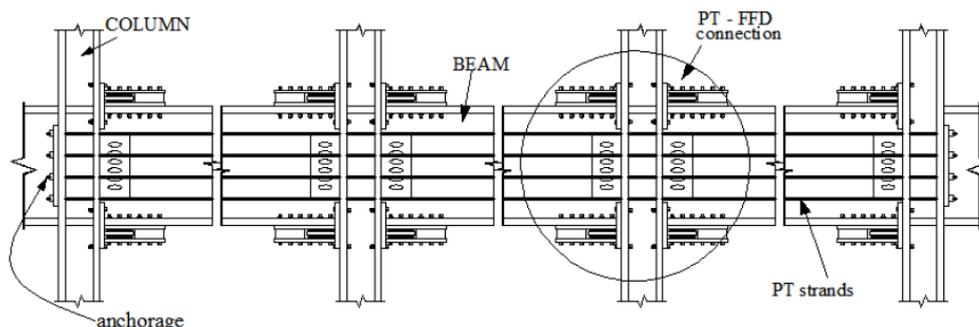


Figura 1.22 - Connessioni ricentranti dotate di dissipatori ad attrito [48, 54]

I dispositivi di attrito sono situati in corrispondenza delle flange della trave e sono composti da un piatto interno (piatto ad attrito) inserito tra spessori in ottone, che costituiscono gli spessori ad attrito. Questi ultimi sono in contatto con il piatto interno ed il piatto di rinforzo della flangia della trave o un piatto esterno. Tutti i piatti sono bullonati alle flange della trave. Sul piatto interno sono praticati lunghi fori asolati per accogliere la corsa del dissipatore ad attrito durante l'apertura e la chiusura dello spazio. L'attrito viene generato quando le flange della trave e i piatti esterni scorrono contro i piatti interni, nel momento in cui la trave ruota attorno al centro di rotazione situato a metà della profondità dei piatti di rinforzo. Una sezione di taglio con fori asolati è bullonata all'anima della trave e saldata alla flangia della colonna per trasmettere le forze di taglio.

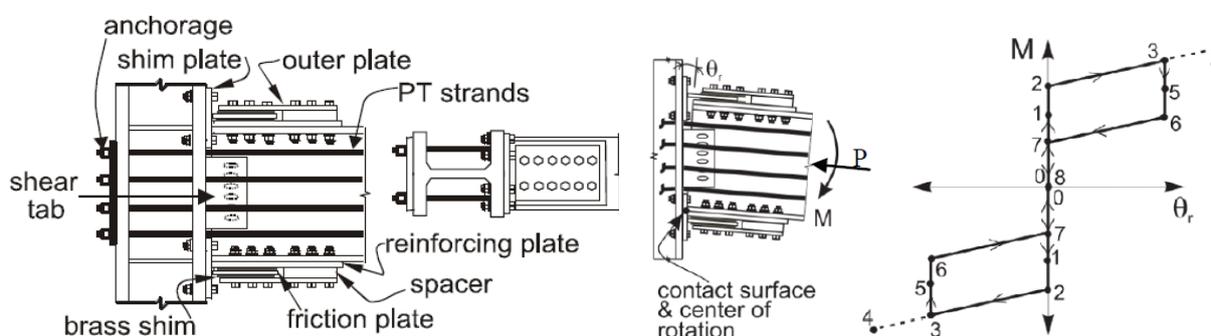


Figura 1.23 - Componenti di una connessione ricentrante con dissipatori ad attrito (sinistra) e risposta ciclica che ne risulta (destra) [48, 54]

Il comportamento momento-rotazione di tale tipologia di connessione soggetta a carico ciclico è schematicamente mostrato nella Figura 1.23. Il comportamento è caratterizzato da un “gap opening” che si apre e si chiude all'interfaccia trave-colonna. La resistenza al momento totale della connessione è fornita dal momento dovuto alla forza iniziale di post-tensione nei trefoli, alla forza di attrito e ad una forza aggiuntiva sviluppata a causa dell'allungamento dei trefoli. Le forze di attrito agiscono a metà profondità dei piatti ad attrito superiori e inferiori.

Sotto il momento applicato, la connessione si comporta inizialmente come una connessione rigida e la rotazione relativa è uguale a zero (eventi da 0 a 2 nella Figura 1.23). Una volta che l'entità del momento applicato raggiunge il momento resistente dovuto alla forza iniziale di post-tensione nei trefoli, si verifica la decompressione della trave dalla faccia della colonna. Il momento corrispondente (evento 1) è chiamato momento di decompressione. Il momento

applicato continua ad aumentare tra gli eventi 1 e 2 poiché la rotazione della trave è ancora frenata dalla resistenza degli smorzatori di attrito. All'evento 1 la forza di attrito è minima e aumenta gradualmente fino al suo valore massimo nel punto 2, che è il punto di distacco.

Dopo l'apertura del gap, la rigidità assiale elastica dei trefoli post-tesi fornisce la rigidità residua della connessione. In questa fase l'allungamento dei trefoli produce una forza aggiuntiva che contribuisce a resistere al momento totale. Un eventuale snervamento dei trefoli può eventualmente verificarsi all'evento 4. Quando si verifica la fase di scarico (evento 3), la rotazione relativa rimane costante. All'evento 5, la forza di attrito è di nuovo uguale a zero. Tra gli eventi 5 e 6 la forza di attrito cambia direzione e aumenta progressivamente fino a ottenere nuovamente il suo valore massimo all'evento 6. Tra gli eventi 6 e 7, la trave ruota finché la flangia superiore della trave non torna a contatto con il piatto di spessore, ma non viene compressa. Tra gli eventi 7 e 8 il valore della forza di attrito diminuisce con la trave compressa contro gli spessori e M uguale a zero all'evento 8. Un'inversione completa nel momento applicato si tradurrà in un comportamento di connessione simile che si verifica nella direzione opposta di caricamento, come mostrato in Fig.1.23.

È facile riconoscere che, per ottenere un comportamento ricentrante, è di primaria importanza che i trefoli rimangano in campo elastico e, inoltre, anche le flange della trave debbano essere rinforzate per evitare lo snervamento. Se queste condizioni sono assicurate, la forza di post-tensione viene preservata e la connessione garantirà il ricentraggio allo scarico. Ciò significa che la rotazione relativa ritorna a zero alla rimozione del momento della connessione e la struttura ritorna nella sua posizione precedente al sisma purché le colonne siano progettate per impedirne lo snervamento. Il comportamento ciclico momento-rotazione della connessione è caratterizzato da un ciclo di isteresi a bandiera dove la capacità di dissipazione di energia è correlata alla forza sviluppata tra le superfici di attrito.

1.5 BIBLIOGRAFIA

- [1] Mazzolani F.M., Piluso V.: “Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames”, E & FN Spon, An imprint of Chapman & Hall, First Edition, 1996. ISBN 0-419-18760-X.
- [2] Mazzolani F.M., (Editor): “Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Areas, Design and Reliability”, E&FN Spon, 2000.
- [3] Elghazouli A.Y.: “Seismic Design of Steel Frames with Bolted Beam-to-Column Connections”, Elnashai, A. S. and Dowling, P. J. (Editors.), ICP (pubs.), (2000).
- [4] Bruneau M., Uang C., Wittaker A. W.: “Ductile Design of Steel Structures”, McGraw Hill, 1998.
- [5] Faella C., Piluso V., Rizzano G.: “Structural Steel Semirigid Connections”, CRC Press, Boca Raton, Ann Arbor, London, Tokyo, 1999. ISBN 0-8493-7433-2.
- [6] Piluso V., G. Rizzano G.: “Random Material Variability Effects on Full-Strength End-Plate Connections”, Journal of Constructional Steel Research, Volume 63, Issue 5, pp. 658-666, 2007.
- [7] Piluso V., G. Rizzano, M. Latour M., Francavilla A.B.: “Progettazione Sismica dei Collegamenti Flangiati Trave-Colonna a Completo Ripristino di Resistenza e Duttilità”, Centro Stampa Università di Salerno, ISBN: 978-88-940089-2-0, Ottobre 2015.
- [8] Piluso V., Montuori R., Troisi M.: “Innovative structural details in MR-frames for free from damage structures”, Mechanics Research Communications, Vol. 58 (2014), pp. 146–156.
- [9] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads”, Engineering Structures, Vol. 85, pp. 219-233, 2015
- [10] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers”, Engineering Structures, Vol. 146, pp. 33-48, 2018.
- [11] Aiken I.D., Clark P.W., Kelly J.M.: “Design and Ultimate-Level Earthquake Tests of a 1/2.5 Scale Base-Isolated Reinforced-Concrete Building.” Proceedings of ATC-17-1 Seminar on seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control. San Francisco. California. 1993
- [12] Constantinou M.C., Soong T.T., Dargush G.F.: “Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit.” Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State of New York, 1998.
- [13] Christopoulos C., Filiatrault A.: “Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation”, IUSS PRESS, 2000, Pavia. Italy
- [14] Yang T-S., Popov E.P.: “Experimental and Analytical Studies of Steel Connections and Energy Dissipators”, Report No. UCB/EERC-95/13, University of California, Berkeley, 1995.
- [15] Kelly J.M.: “Aseismic Base Isolation: A review. Proceedings, 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford, CA, 823-837, 1979
- [16] Pall A.S., Marsh C.: “Response of Friction Damped Braced Frames”, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST6, June, pp. 1313-1323, 1982

- [17] Marsh C., Pall A.S.: “Friction Devices to Control Seismic Response”, Proceedings Second ASCF./EMD Specialty Conference on Dynamic Response of Structures, Atlanta, U.S.A., January, pp. 809-818, 1981.
- [18] Pall A.S., Marsh C., Fazio P.: “Limited Slip Bolted Joints for Large Panel Structures”, Proceedings, Symposium on Behavior of Building Systems and Building Components, Nashville, U.S.A., March, pp. 385-494, 1979.
- [19] Mualla I., Belev B.: “Seismic Response of Steel Frames Equiped with a New Friction Damper Device Under Earthquake Excitation”, Engineering Structures, 24(3), pp.365-71, 2002.
- [20] Kelly J., Skinner R., Heine A.: “Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures”, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 5(3), pp.63-88, 1972.
- [21] Calado L., De Matteis G., Landolfo R.: “Experimental response of top and seat angle semi-rigid steel frame connections”. Material and Structures, Vol.33, 2000, pp.499-510.
- [22] De Matteis G., Landolfo R., Calado L.: “Cyclic Behaviour of Semi-Rigid Angle Connections: a Comparative Study of Tests and Modelling”. Proc. of Third International Conference "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas", Montreal (Canada), August, 2000, Balkema pp.165-174.
- [23] Elnashai A.S., Elghazouli A.Y.: “Seismic Behaviour of Semi-Rigid Steel Frames: Experimental and Analytical Investigations”, Journal of Constructional Steel Research, 29, pp. 149-174, 1994.
- [24] Elnashai A.S., Elghazouli A.Y., Danish-Ashtiani F.A.: “Response of Semi-Rigid Steel Frames to Cyclic and Earthquake Loads”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 124(8), pp. 857-867, 1998.
- [25] Iannone F., Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification”. Journal of Earthquake Engineering, 15(2), pp. 214-44, 2011.
- [26] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Cyclic Modeling of Bolted Beam-to-Column Connections: Component Approach”, Journal of Earthquake Engineering, 15(4), pp.537-63, 2011.
- [27] Latour M., Rizzano G.: “Experimental Behavior and Mechanical Modeling of Dissipative T-Stub Connections”, Journal of Structural Engineering, 138(2), pp.170-82, 2012.
- [28] Oh S.H., Kim Y.J., Ryu H.S.: “Seismic performance of steel structures with slit dampers”, Engineering Structures, vol. 31, pp. 1997-2008, 2009.
- [29] Inoue K., Suita K., Takeuchi I., Chusilp P., Nakashima M., Zhou F.: “Seismic-Resistant Weld-Free Steel Frame Buildings with Mechanical Joints and Hysteretic Dampers”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 6, June 1, pp. 864-872, 2006
- [30] Yang T.S., Popov E.P.: “Experimental and analytical studies of steel connections and energy dissipators”, Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-95/13, 1995.
- [31] Khoo H., Clifton G.C., MacRae G., Ramhormozian S.: “Proposed design models for the asymmetric friction connection”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. December 2014;44(8):1309-1324.

- [32] Borzouie J., MacRae G., Chase J.: “Cyclic Performance of Asymmetric Friction Connections with Grade 10.9 Bolts. *The Bridge and Structural Engineer*. March 2015; 45(1).
- [33] Yeung S., Zhou H., Khoo H., Clifton G.C., MacRae G.: “Sliding shear capacities of the Asymmetric Friction Connection”, 2013 NZSEE Conference, April 26-28, Wellington, 2013. Paper n. 27
- [34] Butterworth J.W., Clifton G.C.: “Performance of Hierarchical Friction Dissipating Joints in Moment Resisting Steel Frames”, 12 World Conference on Earthquake Engineering, Paper N. 718, 2000
- [35] Golondrino J.C., MacRae G., Chase J., Rodgers G., Clifton G.C.: “Velocity effects on the behavior of asymmetrical friction connections (AFC)”, 8th STESSA Conference, Shanghai, China, July 1-3, 2015
- [36] MacRae G., Clifton G.C.: “Low Damage Design of Steel Structures”, Steel Innovations 2013, Workshop, 21-22 February 2013, Christchurch.
- [37] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Experimental Analysis of Innovative Dissipative Bolted Double Split Tee Beam-to-column Connections”, DOI: 10.1002 /stco.201110009, *Steel Construction*, Volume 4, Issue 2, pages 53–64, June, 2011.
- [38] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Experimental Behaviour of Friction T-stub Joints under Cyclic Loads”, *Steel Construction*, Volume 6, Issue 1, pages 11–18, 2013.
- [39] D’Aniello M., Zimbru M., Latour M., Francavilla A. B., Landolfo R., Piluso V., Rizzano G.: “Development and Validation of Design Criteria for Free from Damage Steel Joints”, EUROSTEEL 2017, September 13–15, 2017, Copenhagen, Denmark.
- [40] Ferrante Cavallaro G., Latour M., Francavilla A.B., Piluso V., Rizzano G.: “Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability”, *Journal of Constructional Steel Research*, 141, pp. 145-155, 2018.
- [41] Ferrante Cavallaro G., Francavilla A.B., Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Experimental behaviour of innovative thermal spray coating materials for FREEDAM joints”, *Composites Part B: Engineering* 115, pp. 289-299, 2017.
- [42] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Experimental analysis on friction materials for supplemental damping devices”, *Construction and Building Materials* 65, pp. 159-176, 2014.
- [43] MacRae G., Clifton G.C.: “New Technology Applications, Recent Developments and Research Directions for Seismic Steel Structures in New Zealand”, Asian Conference on Earthquake Engineering, Bangkok, Thailand, December, 2010.
- [44] Piluso V., Rizzano G., Latour M., Francavilla A.B., Ferrante Cavallaro G., Nistri, da Silva L.S., Santiago A., Santos A.F., Castellano M.G., Di Fusco D., Jaspert J.P., Demonceau J.F., D’Antimo M., Landolfo R., D’Aniello M., Zimbru M., Silva J.M., Guerra I.: “FREEDAM - FREE from DAMage Steel Connections”, Grant Agreement RFSR-CT-2015-00022, Mid-term Report: 1st July 2015 – 31st December 2016 (Coordinator: V. Piluso).
- [45] Piluso V., Latour M., Francavilla A.B., Rizzano G.: “Experimental tests on FREEDAM connections subjected to cyclic loading conditions: Test Report”, FREEDAM - FREE from DAMage Steel Connections, Grant Agreement RFSR-CT-2015-00022, Deliverable

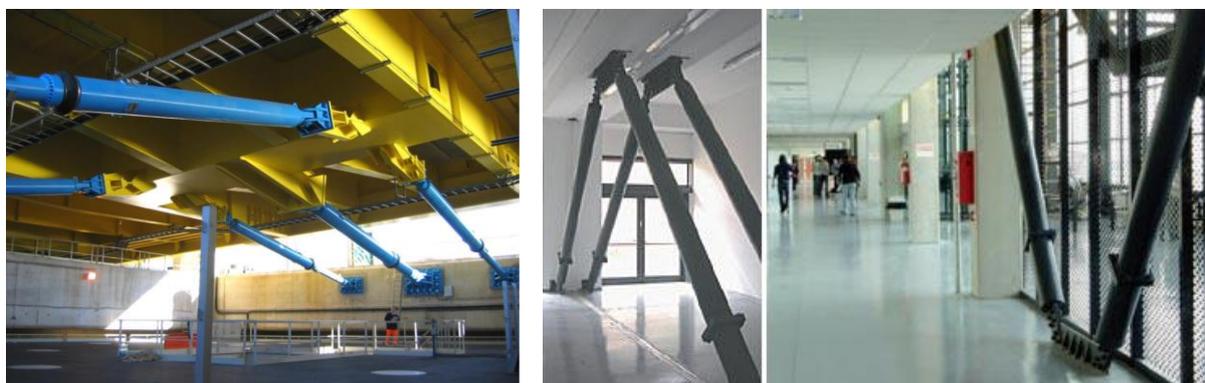
- D5-WP2T2.1 “Test Report”, Task 2.1 – Tests on external beam-to-column joints, 31 March 2016.
- [46] Ricles J.M., Sause R., Garlock M., Zhao C.: “Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel Frames”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 2, February, pp. 113-121, 2001.
- [47] Christopoulos C., Filiatrault A., Uang C-M., Folz B.: “Posttensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 9, September 1, pp. 1111-1120, 2002.
- [48] Rojas P., Ricles J.M., Sause R.: “Seismic Response and Design of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames with Friction Components”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No. 1603, 2004.
- [49] Garlock M., Ricles J.M., Sause R.: “Experimental Studies of Full-Scale Posttensioned Steel Connections”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 3, March 1, pp. 438-448, 2005.
- [50] Chou C-C., Chen J-H., Chen Y-C, Tsai K-C: “Evaluating performance of post-tensioned steel connections with strands and reduced flange plates”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, pp. 1167–1185, 2006.
- [51] Garlock M., Sause R., Ricles J.M.: “Behavior and Design of Posttensioned Steel Frame Systems”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 3, March 1, pp. 389-399, 2007.
- [52] Garlock M, Li J.: “Steel self-centering moment frames with collector beam floor diaphragms”, *Journal of Constructional Steel Research*, 64, pp. 526–538, 2008.
- [53] Wolski M., Ricles J.M., Sause R.: “Experimental Study of a Self-Centering Beam–Column Connection with Bottom Flange Friction Device”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, No. 5, May 1, pp. 479-488, 2009.
- [54] Rojas P., Suárez D.C., Ricles J.M., Sause R.: “Seismic evaluation of an eight story building with self- centering steel moment resisting frames and flange friction devices”, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Paper No. 3002, 2012

CAPITOLO 2

DISSIPATORI AD ATTRITO

2.1 INTRODUZIONE

Lo sviluppo di dispositivi di smorzamento supplementare ha avuto luogo in Nuova Zelanda circa 50 anni fa, grazie ad un'approfondita conoscenza della risposta sismica delle costruzioni, basata sull'interpretazione fisica delle dinamiche strutturali in termini di bilancio energetico [1]-[4]. Infatti, come già discusso, l'energia sismica in ingresso viene solitamente trasformata in energia cinetica, smorzamento viscoso, isteretico ed energia di deformazione elastica. L'aggiunta di sistemi passivi di dissipazione dell'energia in punti specifici di una costruzione modifica le proprietà strutturali e, nello specifico, modifica il bilancio energetico durante l'evento sismico, apportando benefici in termini di riduzione degli spostamenti laterali e del danneggiamento. Inoltre, massimizzare la dissipazione di energia in elementi fusibili attraverso l'adozione di adeguate strategie di progettazione ha consentito il miglioramento della riparabilità in caso di eventi sismici gravi, grazie alla possibilità di sostituire facilmente i dispositivi danneggiati. Grazie a tali vantaggi, negli ultimi decenni, lo sviluppo di sistemi di smorzamento supplementari ha ricevuto una significativa attenzione [5]-[10]. Molti di questi sistemi sono stati installati in edifici e ponti in tutto il mondo, sia per l'adeguamento sismico che per le nuove costruzioni (Figura 2.1-Figura 2.4).



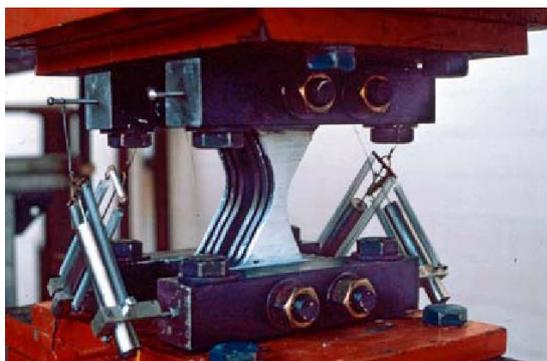
a) *Dissipatore viscoso applicato al Rion-Antirion Bridge (Greece) - (Cortesia: FIPMEC srl)*

b) *Buckling restrained braces installato in una struttura in cemento armato prefabbricato, Ancona (Italy) - (Cortesia: FIPMEC srl)*

Figura 2.1 - Esempi di dispositivi attivabili per spostamento e velocità

In generale, i sistemi passivi di dissipazione energetica possono essere divisi secondo tre categorie: *i) attivabili per spostamento; ii) attivabili per velocità; iii) attivabili per movimento.* La prima categoria riguarda i dispositivi che dissipano energia attraverso lo spostamento relativo che si verifica tra due punti della struttura. Questi dissipatori hanno caratteristiche che non dipendono dalla frequenza del moto e forniscono forze che sono in fase con le azioni interne che si verificano nella struttura. Tipici esempi di sistemi appartenenti a questa categoria sono tutte le tipologie di dissipatori isteretici metallici.

La seconda categoria riguarda i dissipatori che dissipano l'energia sismica in ingresso attraverso le velocità relative che si verificano tra punti collegati della struttura. Le caratteristiche di questi ultimi dissipatori dipendono dalla frequenza del terremoto e, generalmente, le forze massime generate negli smorzatori non sono in fase con la risposta strutturale. Ciò significa che la massima resistenza esibita dai sistemi attivabili per velocità non è contemporanea alla risposta strutturale in termini di spostamenti di picco e di forze. Esempi tipici di sistemi dipendenti dalla velocità sono i dissipatori viscosi e viscoelastici.



a) Dispositivo ADAS device dopo il test



b) Dispositivo di Pall installato in una singola diagonale di controvento presso la Boeing Commercial Airplane Factory Everett, USA - (Cortesia: Dr Pall)

Figura 2.2 - Dispositivi testati sperimentalmente

Infine, i dispositivi attivabili per movimento sono quelli che modificano la risposta strutturale attraverso un sistema secondario. Un tipico esempio è rappresentato dallo smorzatore “tuned-mass damper” che consiste in un sistema massa-molla-smorzatore in grado di filtrare il flusso di energia, moderando la risposta strutturale. Un'ampia categoria di smorzatori supplementari si basa sull'attrito secco per dissipare l'energia in ingresso del terremoto. In questi elementi l'energia viene dissipata mediante lo scorrimento tra due superfici a contatto, che vengono serrate mediante l'applicazione di pressioni idrauliche, forze elettromagnetiche o, nel caso più semplice, mediante bulloni ad alta resistenza. Quest'ultimo metodo di serraggio è, per la sua semplicità, probabilmente il più applicato nella pratica dell'ingegneria civile. Infatti, adottando bulloni ad alta resistenza, è possibile applicare una forza costante su una o più superfici a contatto semplicemente regolando il valore della coppia di serraggio, il numero e il diametro dei bulloni. I dissipatori ad attrito rientrano, solitamente, nella categoria dei sistemi attivabili per spostamento, poiché la loro forza di scorrimento è considerata solo leggermente dipendente dalla velocità e dal contenuto di frequenza dell'eccitazione. Tuttavia, se da un lato la forza di scorrimento iniziale dei dissipatori ad attrito è in molti casi influenzata in modo trascurabile dalla velocità, dall'altro, l'usura e il degrado di resistenza dell'attrito è, infatti, largamente dipendente dalla velocità. Il comportamento ciclico di tali dissipatori è tipicamente rigido-plastico.

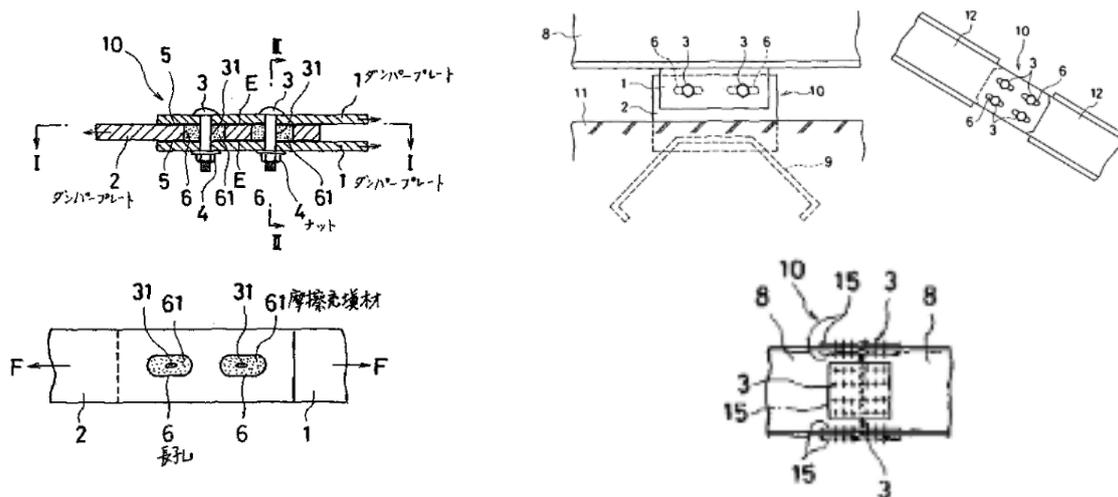
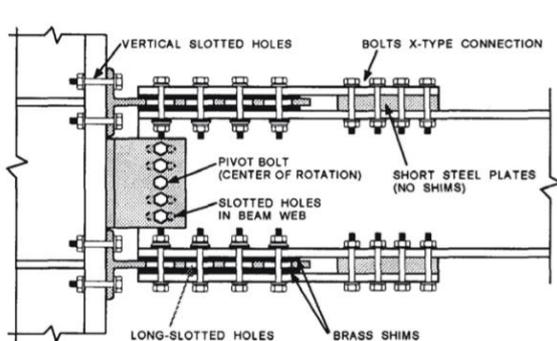


Figura 2.3 - Primo brevetto giapponese di un dispositivo ad attrito antisismico [11]



a) Concetto dello “sliding hinge joint” con dispositivi ad attrito simmetrici [12]

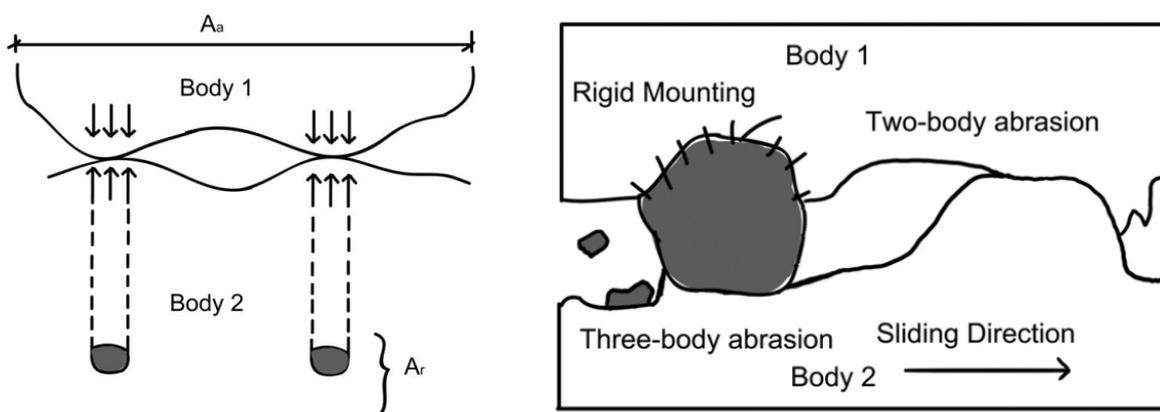


b) “Sliding hinge joint” con dissipatori ad attrito asimmetrici sul progetto premiato Te Puni Village of Wellington - [13]

Figura 2.4 - Concetto dello “sliding hinge joint” con dispositivi ad attrito simmetrici [12]

Pertanto, l'unico parametro richiesto nel progetto è la forza di scorrimento, che dipende dal valore dello sforzo normale delle superfici a contatto e dal coefficiente d'attrito che è una caratteristica intrinseca dell'interfaccia. Un grande vantaggio dei dispositivi ad attrito è che essi possono essere utilizzati per funzionare al fine di ridurre gli spostamenti in condizioni di servizio, mentre possono dissipare l'energia sismica in ingresso in caso di azioni sismiche severe.

Il coefficiente d'attrito dipende da fenomeni differenti, tra questi: l'adesione, ingranamento e la presenza di contaminanti. La modellazione di tali fenomeni viene solitamente studiata in tribologia dove, al fine di sviluppare teorie per prevedere le forze di scorrimento sotto carichi statici e dinamici, vengono modellati fisicamente sia la topografia delle superfici, sia la durezza dei materiali, che le proprietà meccaniche e gli effetti degli strati di interfaccia (Figura 2.5). Viceversa, nell'ingegneria strutturale, le proprietà dei materiali attritivi sono tipicamente studiate seguendo l'approccio sperimentale, solitamente considerato sufficiente al fine di fornire le informazioni necessarie alla progettazione di tali dispositivi.



a) Differenza tra le aree di contatto reali ed apparenti [14]

b) Usura abrasiva [14]

Figura 2.5 - Concetti base di tribologia

Nella letteratura tecnica, diversi lavori si occupano della caratterizzazione del comportamento isteretico di superfici metalliche a scorrimento, caratterizzate da diversi trattamenti superficiali e serrate mediante bulloni ad alta resistenza. Questo caso è particolarmente significativo per l'ingegneria civile in quanto la maggior parte dei dissipatori ad attrito, sviluppati a partire dagli anni '70 ed utilizzati per controventi o “link” dissipativi, adotta questo approccio. I primi dispositivi di questo tipo furono sviluppati da [15], in cui sono introdotti i dissipatori ad attrito alle intersezioni dei controventi, che adottano cuscinetti ad attrito con amianto tra le superfici di scorrimento. Una delle forme più semplici di dissipatore ad attrito è stata proposta da [16] in cui si adottano semplici piatti asolati e bullonati, localizzati all'estremità di un controvento convenzionale.

La connessione controvento-telaio è progettata per scorrere prima del raggiungimento dello snervamento o della instabilità del controvento. Un altro sistema ad attrito per controventi concentrici a V rovescia è stato proposto in [17].

Recenti applicazioni di dissipatori ad attrito sono collegate al concetto di sistemi a basso danneggiamento, in grado di dissipare l'energia in ingresso subendo solo danni trascurabili. Recentemente sono state studiate connessioni semirigide trave-colonna a basso danneggiamento. Le connessioni bullonate asolate si sono dimostrate una promettente alternativa alle tradizionali tipologie di connessione. In effetti, le connessioni bullonate asolate sono state studiate in origine da Grigorian et al. [12] e su questi studi, è stato sviluppato lo “Sliding Hinge Joints (SHJs)” con Asymmetrical Friction Connections (AFCs) localizzato presso la flangia inferiore della trave, da Clifton [18] [[21] (Figura 2.4). In seguito agli studi originari, negli ultimi anni sono state proposte altre soluzioni. In [23] [24] il dissipatore ad attrito è stato realizzato mediante angolari e mediante un ringrosso bullonato sia alla flangia inferiore della trave che alla colonna. Il principale vantaggio di questa configurazione è legato alla possibilità di prefabbricare il dispositivo, garantendo così un miglior controllo del materiale d'attrito impiegato e della corretta applicazione delle procedure di serraggio dei bulloni. Inoltre, la principale differenza con la soluzione proposta da Clifton è l'adozione di Symmetrical Friction Connections (SFC) al posto delle Asymmetrical Friction Connections (AFC). Per entrambe le soluzioni la presenza del solaio

concentra la plasticità a livello della flangia inferiore della trave e, di conseguenza, il danno viene confinato nel dispositivo, lasciando intatto il collegamento (Figura 2.6).

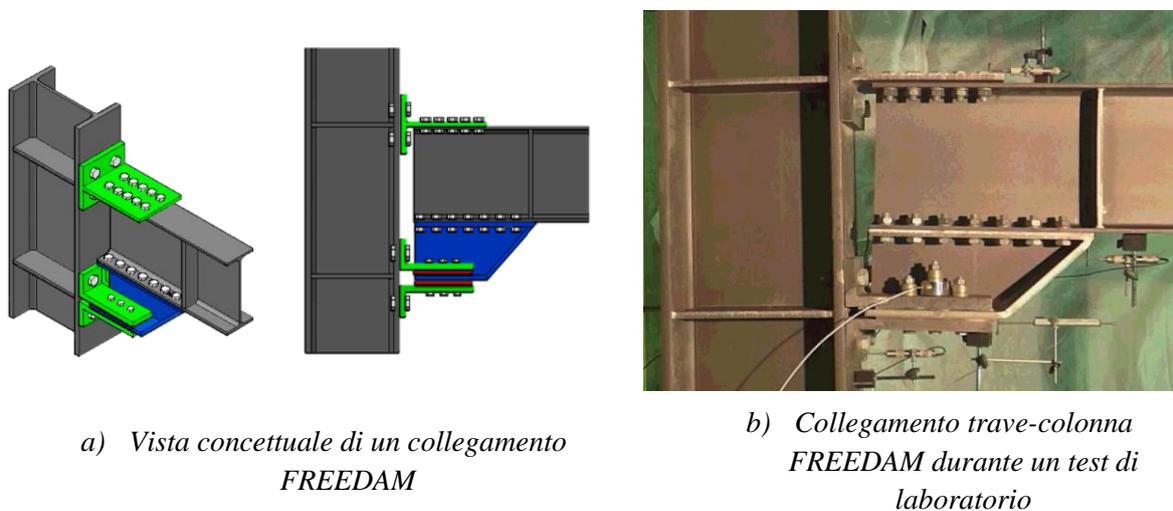


Figura 2.6 - Collegamento FREEDAM

In tutte le applicazioni precedentemente riportate, è chiaro che lo sviluppo di un dissipatore ad attrito che risulti affidabile e, al contempo, in grado di fornire cicli di isteresi ampi e stabili è di fondamentale importanza. Nell'ambito del progetto di ricerca FREEDAM, questo tema è stato ampiamente approfondito attraverso delle soluzioni a basso costo e di facile applicazione pratica. Sono stati forniti, inoltre, semplici strumenti per la progettazione e la modellazione dei dissipatori ad attrito asolati e bullonati. La forza di scorrimento di un dissipatore ad attrito è data dal prodotto del coefficiente di attrito per il numero di interfacce, il numero dei bulloni e la forza di precarico del bullone. Pertanto, per governare la resistenza allo scorrimento di un dissipatore ad attrito, è necessario controllare la forza di precarico applicata con i bulloni e caratterizzare accuratamente il valore del coefficiente di attrito del materiale. La forza di precarico del bullone può essere controllata applicando uno dei metodi suggeriti dalla EN1090-2 EUROCODE 0. Basis of structural design. CEN, 2010.

[27] (i.e., combinato, coppia, rondelle DTI), che sono concepite per assicurare un'affidabilità minima del 95% sul serraggio richiesto dalla norma EN1990 [26]. Viceversa, il valore del coefficiente d'attrito che una determinata interfaccia è in grado di sviluppare è qualcosa che necessita di essere caratterizzato sperimentalmente e dipende da una pluralità di fattori. In particolare, come già dimostrato in precedenti lavori sperimentali, il coefficiente d'attrito di un'interfaccia dipende fortemente dai materiali impiegati per realizzare il dispositivo ad attrito e dalle sue principali proprietà tribologiche, quali la finitura superficiale, la micro e macro-durezza, la resistenza a taglio del materiale e la rugosità. Questo argomento viene affrontato nei prossimi paragrafi, nell'ambito del progetto di ricerca FREEDAM. In particolare, viene presentata la risposta dei dissipatori in condizioni di carico ciclico (bassa e alta velocità). Successivamente, viene considerata la risposta a lungo termine dei dissipatori ad attrito e vengono fornite informazioni rilevanti per la progettazione dei dissipatori ad attrito del collegamento di tipo FREEDAM.

2.2 SELEZIONE DEI MATERIALI PER GLI SPESSORI AD ATTRITO

6.4.1 Teorie di base sull'attrito

Dal punto di vista storico, la maggior parte degli studi tribologici passati è stata indirizzata allo studio delle proprietà attrittive dei metalli, riconoscendo che ci sono due principali fonti di attrito tra corpi scorrevoli: adesione e ingranamento. La componente di adesione nasce perché quando due superfici vengono caricate l'una contro l'altra, le asperità si deformano plasticamente portando alla formazione delle cosiddette giunzioni di “saldatura a freddo”. A causa del contatto di queste giunzioni, la rottura dei legami adesivi richiede una certa forza di scorrimento. Per quanto riguarda l'ingranamento, esso è dovuto alla rugosità delle superfici naturali, per cui il movimento relativo tra le superfici a contatto richiede che un corpo si debba sollevare sull'altro. La teoria più semplice per spiegare matematicamente l'origine della componente di adesione è dovuta a [28] in cui si afferma che, essendo l'adesione dipendente dalla resistenza a taglio dei giunti saldati a freddo, deve essere proporzionale all'area di contatto reale che, per metalli con comportamento elastico-plastico ideale, può essere assunta pari a $A = N/\sigma_0$, dove A è la reale area di contatto, σ_0 è la durezza del materiale alla penetrazione e N è il lo sforzo normale alle superfici. La forza totale di attrito dovuta all'adesione (F_A) può essere espressa come:

$$F_A = As = \frac{N}{\sigma_0} s \quad (2.1)$$

essendo s la forza per unità di area necessaria per rompere i legami adesivi. Come detto in precedenza, l'ingranamento è la forza d'attrito causata dalle asperità di un metallo duro che penetra in un metallo più morbido. Secondo la teoria di Bowden e Tabor, questo contributo può essere stimato come segue:

$$F_P = nrh\sigma_0 \quad (2.2)$$

dove n è il numero delle asperità, r è la metà larghezza dell'asperità, e h è l'altezza dell'asperità. Quindi, la forza totale di scorrimento (F) dovuta all'adesione e all'ingranamento è data da:

$$F = F_A + F_P = \frac{N}{\sigma_0} s + nrh\sigma_0 \quad (2.3)$$

La componente dovuta all'ingranamento è molto importante durante il processo di abrasione, ma, nel caso dei metalli, è stato dimostrato che tale contributo è trascurabile rispetto all'adesione. Pertanto, l'Eq.(2.1) illustra una proprietà molto importante per i metalli, indicando che il rapporto tra la forza di attrito e lo sforzo normale applicato è un valore costante che non dipende dall'area apparente di contatto. In pratica, la teoria di Bowden e Tabor spiega due dei tre postulati della teoria classica dell'attrito secco, affermando che:

- la forza totale d'attrito è indipendente dalla superficie apparente dell'area di contatto;
- la forza totale d'attrito che può essere sviluppata è proporzionale all'azione normale applicata;
- in caso di velocità di scorrimento abbastanza lente, la forza totale d'attrito è indipendente dalla velocità di scorrimento.

I primi due postulati sono spesso noti come leggi di Amontons, dal nome dell'ingegnere francese che li presentò nel 1699, mentre il terzo è dovuto a Coulomb [29]-[30].

Durante lo scorrimento, la relazione classica per calcolare la forza tangenziale che agisce sull'interfaccia di scorrimento nella direzione opposta al movimento è la ben nota equazione dell'attrito di Coulomb $F=\mu N$, dove F è la forza di scorrimento, N è l'azione normale e μ è il coefficiente d'attrito. La forza d'attrito è sempre opposta al movimento (in caso di attrito cinematico). Secondo l'Eq.(2.1), si può ottenere la seguente relazione:

$$\mu = \frac{s_0}{\sigma_0} \quad (2.4)$$

dove s_0 è lo sforzo critico a taglio del materiale più debole e σ_0 è la durezza del materiale più morbido. Nell'Eq.(2.4) è fornita una stima ragionevole del coefficiente d'attrito per i metalli, ma, in generale, il coefficiente d'attrito dipende da altri tre effetti: la pressione di contatto (P), la velocità di scorrimento (v), e la temperatura (T). Quindi, in generale, il coefficiente d'attrito di un'interfaccia dovrebbe essere espresso come $\mu=\mu(P, v, T)$. Nel caso di materiali a base di gomma, la struttura del materiale influenza le caratteristiche attritive. La gomma infatti ha un modulo elastico basso e la sua area di contatto reale è fortemente influenzata dall'entità del carico normale perché il materiale si adatta alla forma delle asperità superficiali del materiale più duro [31]. Il comportamento dei materiali polimerici si discosta dalla teoria classica dell'attrito. Infatti, la tribologia dei polimeri è influenzata dai legami adesivi, dalla resistenza al taglio del materiale di sfregamento a contatto e dall'area di contatto reale [32]. Il coefficiente d'attrito dei polimeri, a seconda dell'intervallo considerato di carico normale applicato e dal tipo di polimero, può essere rappresentato mediante rapporti costanti o decrescenti [33]-[35]. In particolare, sono state proposte diverse relazioni matematiche per modellare il coefficiente d'attrito delle interfacce acciaio-gomma, esprimendo μ in funzione della pressione di contatto (P) e del modulo elastico del materiale (E). Sono di seguito riportate alcune relazioni:

$$[36]: \frac{1}{\mu} = a + b \left(\frac{P}{E}\right) \quad (2.5)$$

dove a e b sono parametri empirici derivanti da test sperimentali;

$$[32]: \mu = K \left(\frac{P}{E}\right)^{-1/n} \quad (2.6)$$

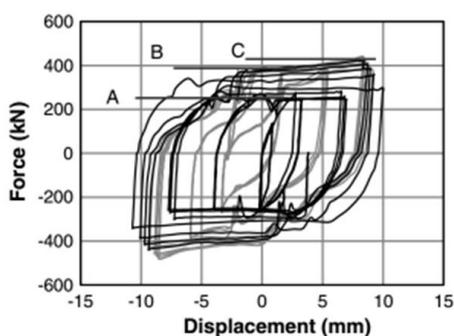
dove il valore di K e n devono essere derivati in via sperimentale;

$$[37]: \mu = \mu_\infty + a(P)^{-h} \quad (2.7)$$

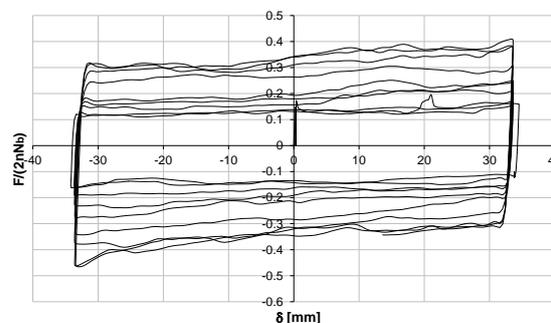
dove μ_∞ è il valore del coefficiente d'attrito quando la pressione è infinita, a è una costante sperimentale e h è la durezza Shore/100. Infine, nel caso della gomma, va evidenziata un'altra importante deviazione dalla teoria classica dell'attrito. Infatti, nel caso di materiali polimerici, la forza d'attrito può essere significativamente dipendente dalla velocità di scorrimento. Questo comportamento è dovuto al comportamento viscoelastico dei polimeri. Tuttavia, di solito per molti materiali polimerici, l'influenza della velocità è piccola entro un intervallo limitato di velocità (0,01-1 cm / s).

6.4.2 Materiali attritivi testati durante il progetto di ricerca FREEDAM

Ad oggi, diversi studi sono già stati dedicati all'analisi dei materiali ad attrito per i dispositivi sismici e i giunti ad attrito. Gli studi precedenti si sono concentrati soprattutto sull'analisi dei materiali ad attrito per l'applicazione ai dispositivi di dissipazione dell'energia supplementare [38]-[40] ma, più recentemente, anche per l'applicazione di dissipatori ad attrito nei collegamenti o per lo sviluppo di particolari tipologie di giunti ad attrito con “finger plate” per torri tubolari in acciaio. In particolare, nell'ambito delle attività del progetto HISTWIN, alcuni lavori recenti si sono focalizzati sulla caratterizzazione del comportamento delle interfacce ad attrito [41]-[42] (dove sono state studiate le connessioni ad attrito statico per applicazioni in torri eoliche), e dal gruppo di ricerca dell' Università di Auckland [18]-[21] che ha già eseguito una serie di prove cicliche sia su connessioni elementari, che su collegamenti dotati di dissipatori ad attrito asimmetrici. Inoltre, altri lavori si sono occupati della caratterizzazione del coefficiente d'attrito delle interfacce [43]. All'interno del progetto di ricerca FREEDAM, tutti questi lavori sono stati utilizzati come riferimento per fornire una selezione razionale dei materiali da testare per l'applicazione nelle connessioni FREEDAM. Inoltre, la selezione delle interfacce da utilizzare per i dissipatori ad attrito è stata derivata da alcuni principi emersi da studi teorici classici, dedicati alla valutazione della risposta dei dispositivi di smorzamento nell'ambito dell'ingegneria sismica. A partire dalla Eq.(2.4) si può facilmente riconoscere che, nel caso di interfacce metalliche, solo accoppiando materiali con una grande differenza di durezza superficiale, si possono ottenere valori elevati del coefficiente d'attrito. Ci sono diverse possibilità per ottenere questa differenza, ma i materiali principalmente impiegati per realizzare interfacce ad attrito in combinazione con l'acciaio sono normalmente metalli, gomme o leghe di carburo. Alcune di queste categorie di materiali sono già state ampiamente studiate da diversi autori, come gli acciai temprati ad alta resistenza, l'ottone o le gomme fenoliche. Esempi di lavori sperimentali sono quelli eseguiti da [14] sugli acciai normali e resistenti all'abrasione e [43] su acciaio dolce, ottone, alluminio spruzzato e diversi tipi di gomme. Queste analisi hanno evidenziato che le interfacce costituite da acciaio dolce possono sviluppare solo valori bassi del coefficiente di attrito (0,1-0,25) e inoltre, se sottoposte ad uno storico di carico ciclico, forniscono un significativo comportamento incrudente, a causa dei danni che si verificano nelle superfici e per l'aumento della componente di ingranamento del coefficiente d'attrito (Figura 2.7).



a) Test su acciaio dolce [14] 4 bulloni –
Precarico di ciascun bullone 210 kN - 1
superficie di contatto

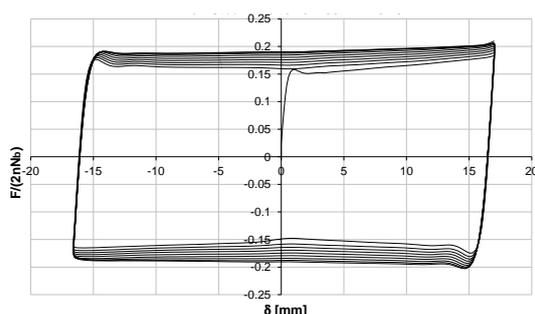


b) Test su acciaio dolce [43] 4 bulloni –
Precarico di ciascun bullone 50 kN - 2
superfici di contatto

Figura 2.7 - Test ciclici sull'acciaio

Ovviamente, un valore iniziale del coefficiente d'attrito molto basso e la risposta di incrudimento mostrata in condizioni di carico ciclico sono caratteristiche non appropriate per l'applicazione di questi materiali ai dissipatori ad attrito. Infatti, un valore basso del coefficiente d'attrito iniziale rappresenta un forte limite allo sviluppo di collegamenti d'attrito a basso costo perché impiegare un materiale di questo tipo richiederebbe l'impiego di molti bulloni e, di conseguenza, l'adozione di dispositivi di grandi dimensioni che comporta un costo elevato. Inoltre, anche il comportamento relativo all'incrudimento non è una caratteristica vantaggiosa per l'applicazione in quanto, se i dispositivi ad attrito sono sottoposti ad incrudimento, allora è necessario che tutti gli altri elementi delle connessioni e delle colonne siano rafforzato rispetto all'aumento dei valori delle forze, portando ad un forte sovradimensionamento di tutti gli elementi del telaio. Per tutti questi motivi, le interfacce con l'acciaio dolce sono generalmente considerate non adatte ai dissipatori sismici e, per ragioni simili, anche gli acciai ad alta resistenza e all'abrasione già proposti in [14] forniscono forti inconvenienti.

Gli spessori ad attrito realizzati con acciaio resistente all'abrasione, anche se possono sviluppare un alto valore del coefficiente d'attrito (circa 0.4) sono ancora caratterizzati dall'incrudimento. Altri materiali considerati in lavori passati sono l'ottone, l'alluminio spruzzato e diversi tipi di gomma [43]. Dall'esperienza passata, le gomme normalmente utilizzate per le applicazioni negli impianti frenanti (costituite principalmente da resine fenoliche) hanno dimostrato di fornire una risposta stabile ma un valore del coefficiente di attrito piuttosto basso (compreso tra 0,15 e 0,25). Inoltre, come riportato in [43], questi materiali sono tipicamente caratterizzati da un basso valore di resistenza a trazione, e questo li rende non idonei per l'applicazione in connessioni ad attrito, a meno che non siano incollati alle piastre di acciaio. Infatti, possono facilmente subire rotture fragili nelle sezioni forate, sotto le azioni che normalmente si verificano nelle connessioni ad attrito (Figura 2.8). Pertanto, a causa di questi inconvenienti, i materiali in gomma non sono stati considerati per ulteriori test nel progetto FREEDAM.



a) Test su gomma M2 [43] 4 bulloni –
Precarico di ogni bullone 50 kN - 2
superfici di contatto

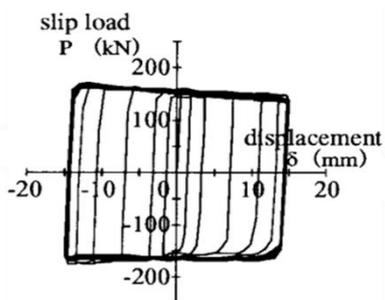


b) Frattura fragile dello spessore in
gomma con attrito lungo la sezione
forata [43]

Figura 2.8 – Test su spessori in gomma

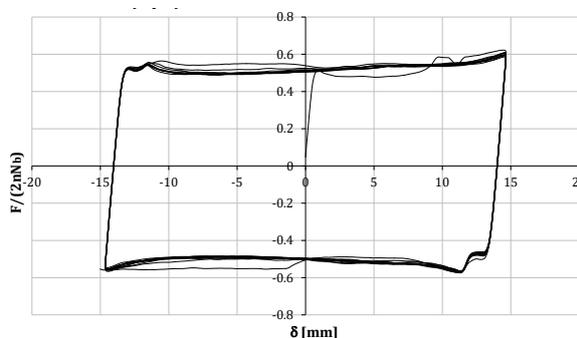
L'ottone è stato oggetto di numerosi studi dedicati alla caratterizzazione del suo comportamento attritivo [38], [39], [43] o alla verifica della sua applicazione nei dispositivi di attrito. In particolare, nel lavoro svolto da Voiculescu & Dalban [39], è stato evidenziato, mediante prove su connessioni semplici a taglio, che il coefficiente di attrito dell'ottone è approssimativamente pari a 0.3. In [43] è stato testato l'ottone mediante prove sulle giunzioni e, anche in questo caso,

è stato evidenziato che il valore iniziale del coefficiente di attrito risulta molto basso (circa 0.1) anche se tende a aumentare con l'aumento dell'ingranamento che si verifica sull'interfaccia in condizioni di carico ciclico.



(b) No. 4 <DA10100>

a) Test su alluminio spruzzato termicamente [40] 1 bullone – 2 superfici di contatto – Coefficiente d'attrito fornito dagli autori: 0.71



b) Comportamento dell'alluminio spruzzato termicamente [43] 4 bulloni – Precarico di ogni bullone 50 kN – 2 superfici di contatto

Figura 2.9 - Test su spessori spruzzati termicamente in alluminio

Promettenti test su alluminio spruzzato termicamente sono stati forniti da [40] e [43]. Queste analisi sperimentali hanno evidenziato che la risposta tribologica dell'alluminio spruzzato termicamente, è caratterizzata dallo sviluppo di valori del coefficiente di attrito maggiori di 0.4 e da una risposta stabile in condizioni di carico ciclico (Figura 2.9).

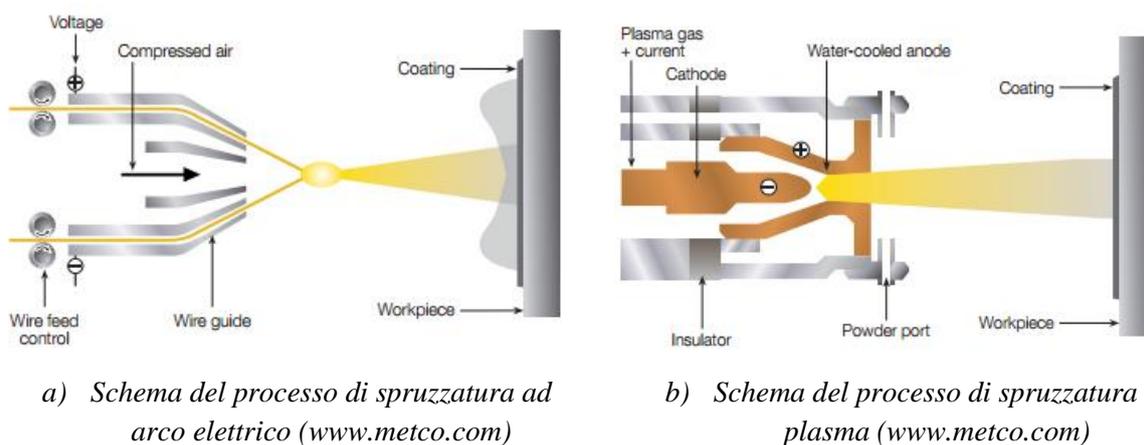
Oltre all'applicazione specifica, questi studi hanno dimostrato che, in generale, i rivestimenti spruzzati termicamente sono anche caratterizzati da un alto potenziale di applicazione industriale a causa del loro basso costo. Sulla base di questa considerazione, nel corso del progetto di ricerca FREEDAM, sono stati selezionati materiali che possono essere applicati mediante tecniche di spruzzatura termica per la realizzazione di dissipatori ad attrito. La spruzzatura termica è una procedura industriale per applicare rivestimenti mediante dispositivi / sistemi speciali attraverso i quali i metalli fusi vengono spinti ad alta velocità sulle superfici. In questa procedura, il materiale di rivestimento viene fuso da una fonte di calore, quindi viene spinto per mezzo di gas su un materiale di base, dove si solidifica, formando uno strato solido (Figura 2.10).

Come già detto in precedenza, la differenza tra la durezza superficiale delle piastre a contatto è una caratteristica fondamentale in quanto il coefficiente di attrito di un'interfaccia metallica è governato dal rapporto tra la resistenza a taglio del materiale più debole (s_0) e la durezza superficiale del materiale più morbido (σ_0) [28].

Pertanto, in base all'osservazione precedente, è chiaro che per ottenere un valore elevato del coefficiente di attrito i requisiti sono: i) una grande differenza della durezza superficiale dei materiali a contatto; ii) un valore elevato della resistenza a taglio del materiale più debole; iii) è necessario un valore molto basso della durezza superficiale del materiale più morbido.

Per evitare fenomeni di corrosione, i dissipatori ad attrito FREEDAM sono costituiti da una placcatura interna in acciaio inox in acciaio 1.4301 (equivalente ad AISI 304), caratterizzato da una durezza superficiale di circa 130 HV. Pertanto, il materiale degli spessori di attrito, da accoppiare alle piastre di acciaio inossidabile, è stato scelto per essere caratterizzato da un valore

molto più basso o molto più alto della durezza superficiale al fine di sviluppare valori elevati del coefficiente di attrito. A tale scopo, la selezione dei materiali è stata effettuata verificando tra tutti i materiali o leghe disponibili in commercio quali fossero caratterizzati da valori di durezza superficiale notevolmente lontani da 130 HV. Pertanto, sono state testate due classi di materiali: i cosiddetti materiali "duri" e i cosiddetti materiali "morbidi". Nella classe dei materiali morbidi sono stati testati metalli puri applicati mediante spray termico, caratterizzati da un HV compreso tra 5 e 30 (etichettati da M1 a M5 nei paragrafi successivi). Viceversa, nella classe dei materiali duri, le leghe di carburo prodotte come miscele di polveri e anche gli spessori di attrito di nichel chimico prodotti da 3M Deutschland GmbH sono stati individuati come materiali di rivestimento caratterizzati da valori elevati di durezza superficiale e, quindi, idonei a realizzare un'interfaccia ad attrito per il rivestimento degli spessori d'attrito degli ammortizzatori (etichettati da M6 a M8 nei paragrafi successivi). La durezza superficiale delle leghe di carburo selezionate varia da 550 a 1200 HV. Al contrario, gli spessori di attrito prodotti da 3M sono Electroless Nickel con l'aggiunta di polvere di diamante per ottenere un elevato valore di durezza superficiale (600/900 HV).



a) Schema del processo di spruzzatura ad arco elettrico (www.metco.com)

b) Schema del processo di spruzzatura a plasma (www.metco.com)

Figura 2.10 – Schemi del processo di spruzzatura

È utile notare che quando l'acciaio inossidabile è abbinato a materiali più duri, viene favorito il consumo del piatto in acciaio e, quindi, il coefficiente d'attrito ottenuto è principalmente governato dal rapporto tra la resistenza a taglio e la durezza superficiale della piastra in acciaio. Viceversa, quando l'acciaio è abbinato ad un materiale più morbido, l'usura dell'interfaccia è dovuta essenzialmente al consumo degli spessori di attrito, e il coefficiente d'attrito dipende principalmente dal rapporto tra la resistenza a taglio e la durezza superficiale del materiale impiegato per rivestire lo spessore di attrito.

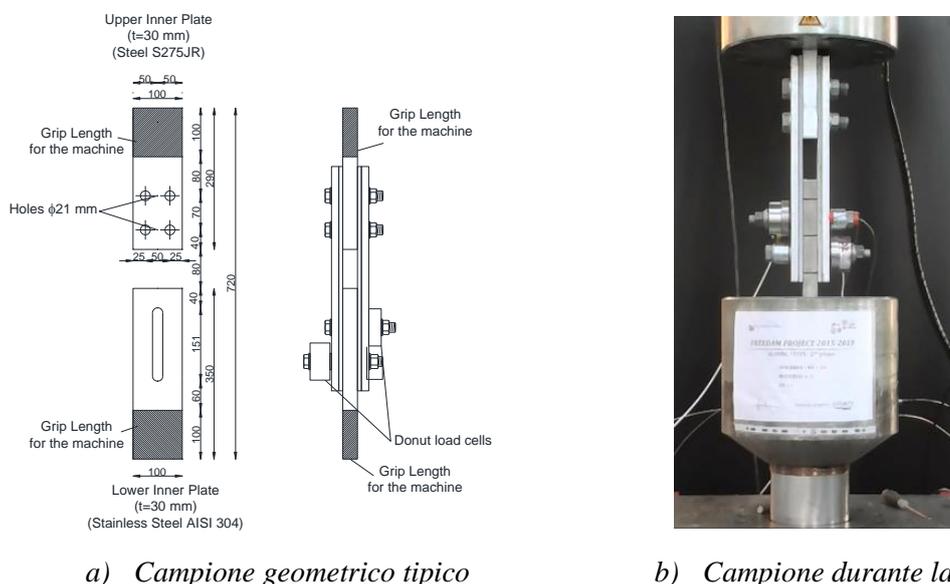
2.3 COMPORTAMENTO SOTTO CONDIZIONI DI CARICO CICLICO

Al fine di caratterizzare il coefficiente di attrito dei dissipatori utilizzati nei collegamenti FREEDAM, è stata eseguita un'ampia campagna sperimentale sui dissipatori elementari ad attrito sia presso l'Università degli Studi di Salerno che presso gli stabilimenti della FIP Industriale SpA. Il lavoro sperimentale ha considerato una serie di variabili, ovvero: i) il tipo di materiale d'attrito impiegato; ii) l'effetto del serraggio dei bulloni; iii) l'effetto della tipologia di

bulloni adottati; iv) la variabilità del comportamento del materiale valutata in termini di coefficiente d’attrito; v) la velocità di applicazione dei carichi. Di seguito vengono brevemente riportati i principali risultati e le procedure di prova applicate.

2.3.1 Layout per i test a bassa velocità

Il campione tipico realizzato per valutare il valore del coefficiente d’attrito delle interfacce analizzate durante il progetto di ricerca FREEDAM è composto da un sistema di piatti assemblati, in modo da testare il comportamento uniassiale delle interfacce d’attrito risultante dall'accoppiamento di una piastra in acciaio inossidabile con spessori di attrito rivestiti con uno degli otto materiali precedentemente descritti. Il subassemblaggio testato si ispira al layout dei provini fornito per le prove di scorrimento dalla EN1090-2 [27]. Nello specifico, esso è costituito da un piatto d’acciaio asolato realizzato in acciaio inossidabile 1.4301 [45] equivalente all’acciaio AISI 304 con normali fori utilizzati per collegare il provino alla macchina di prova e piatti esterni in acciaio e spessori di attrito pre-caricati con bulloni M20 HV ad alta resistenza di classe 10.9 [46] (Figura 2.11). Il provino testato mira a simulare le stesse condizioni attese nel dissipatore ad attrito delle connessioni trave-colonna FREEDAM. In particolare, il piatto in acciaio inox con fori asolati simula il piatto interno di un ringrosso che può essere facilmente prefabbricato e fissato alla flangia della trave inferiore direttamente in cantiere per realizzare il dissipatore, mentre i piatti esterni in acciaio mirano a simulare l’anima degli angolari utilizzati per il fissaggio del dispositivo alla flangia della colonna



a) Campione geometrico tipico

b) Campione durante la prova

Figura 2.11 – Campioni testati

Al fine di determinare il valore della forza di scorrimento iniziale e il suo degrado, tutti i provini sono stati testati in condizioni di carico ciclico seguendo il protocollo di carico previsto dalla EN15129 (2009) [47], che è l'unico codice attualmente disponibile dedicato al test di dispositivi dissipativi dipendenti dallo spostamento. Tale codice richiede di eseguire le prove in condizioni di carico ciclico al fine di riprodurre le reali condizioni di lavoro sui dispositivi. A tal fine, si suggerisce di applicare al dissipatore cicli di ampiezza crescente al 25%, 50% e 100% dello

spostamento massimo di progetto del dispositivo. L'ampiezza massima è stata definita stimando la richiesta di spostamento che si verifica a livello del dissipatore nelle applicazioni reali. Considerando quindi un valore di riferimento del braccio di leva, ovvero la distanza tra il T-stub superiore dell'attacco FREEDAM e il centro del dissipatore, pari a 600 mm e una rotazione massima di 40 mrad (maggiore del valore minimo richiesto da EC8 pari a 35 mrad per telai in classe di duttilità alta *i.e.*, DCH), la richiesta di spostamento di progetto a livello del dissipatore è stata calcolata come $0,04 \times 600 = 24$ mm, arrotondato a 25 mm. I cicli sono stati eseguiti a valori crescenti di velocità e definiti in modo da rimanere in un range quasi statico e in base alle capacità dell'attrezzatura disponibile. Nelle prove qui di seguito presentate, la velocità del ciclo variava da 1 mm / s per i primi 10 cicli a 5 mm / s per i cicli alla massima ampiezza. In ogni prova, sia i bulloni M20 superiori che quelli inferiori ad alta resistenza sono stati serrati mediante una chiave dinamometrica in modo da raggiungere il precarico di prova, monitorandolo tramite celle di carico “donut” (Figura 2.12).

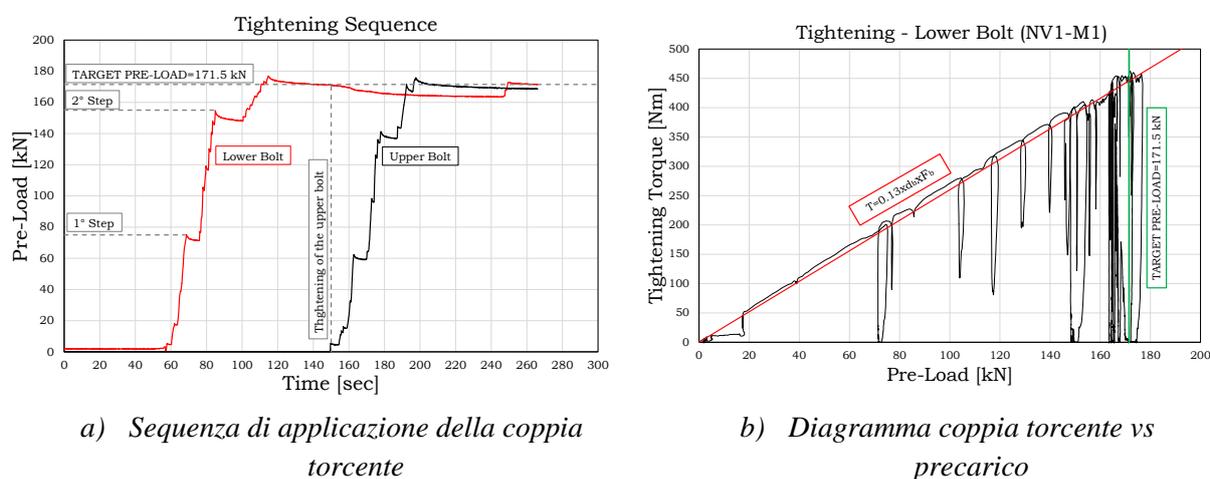


Figura 2.12 – Applicazione della coppia torcente

I test a bassa velocità sono stati eseguiti utilizzando una macchina universale Schenck Hydropuls S56 (Figura 2.11). Tale macchina è costituita da un pistone idraulico con capacità di carico pari a +/- 630 kN, corsa massima pari a +/- 125 mm e da un telaio in acciaio auto-bilanciato utilizzato per contrastare il carico assiale. Diversi sensori sono stati utilizzati prima e durante il test per controllare la forza del bullone, lo scorrimento, la coppia di serraggio e lo spostamento in modo continuo. Gli spostamenti assiali del dispositivo sono stati letti direttamente dal trasduttore della macchina di prova e, allo stesso modo, la forza di scorrimento è stata controllata direttamente sfruttando la cella di carico della macchina. Prima della prova, la coppia di serraggio è stata applicata tramite chiave dinamometrica manuale e monitorata tramite un sensore di coppia Futek TAT430 con portata massima pari a 680 Nm. Allo stesso tempo, la pretensione applicata ai bulloni è stata monitorata prima e durante il test mediante celle di carico a “donut” Futek LTH500 con una portata massima di 222 kN. Prima di ogni prova, la forza è stata applicata ai bulloni per mezzo di una chiave dinamometrica, monitorando la coppia di serraggio applicata e la forza di precarica nel bullone. In particolare, i bulloni adottati avevano un valore medio del fattore k pari a 0.13. Il valore della coppia di serraggio applicata ai bulloni in ogni prova variava da un

massimo pari a $0.13 \times 171.5 \times 20 = 446 \text{ Nm}$ (100% del precarico di prova) e un minimo pari a $0.40 \times 0.13 \times 171.5 \times 20 = 178 \text{ Nm}$ (40 % del precarico della prova).

2.3.2 Layout for i test ad alta velocità

Al fine di indagare il comportamento dei materiali d'attrito ad alte velocità, è stata pianificata e sviluppata presso gli stabilimenti della FIP Industriale S.p.a. una specifica campagna sperimentale su sub-assemblaggi dotati di spessori ad attrito.

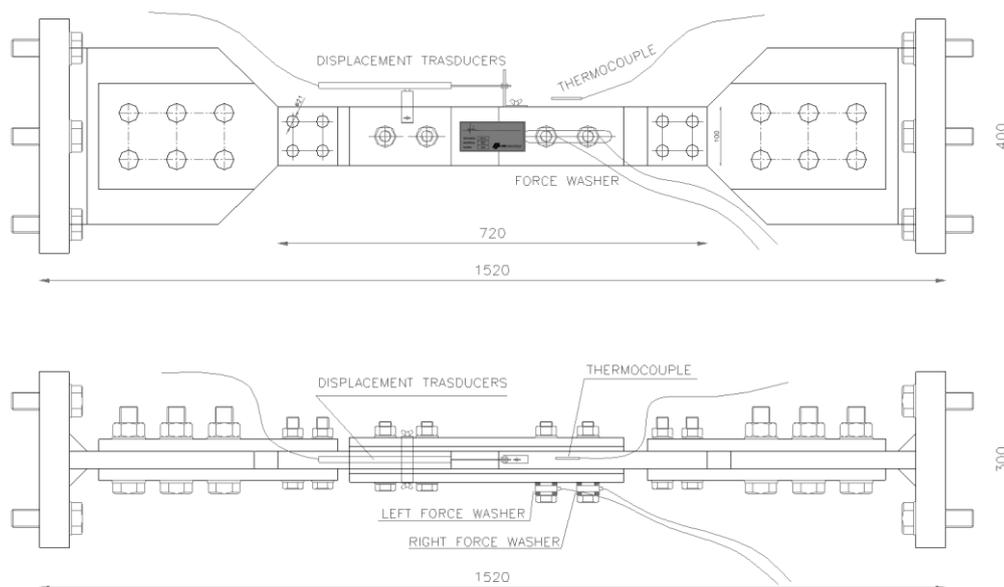


Figura 2.13 - Layout dei campioni sperimentali per test ad alta velocità

I campioni (Figura 2.13) sono pressoché identici a quelli utilizzati per le prove a bassa velocità, a parte il sistema di fissaggio al banco di prova. I provini sono costituiti da due spessori che scorrono su una piastra in AISI 304. I bulloni che applicano il precarico sugli spessori ad attrito sono due M20 HV 10.9; la forza su di essi viene misurata tramite due celle di carico. In Figura 2.14 è mostrata la macchina adottata per l'esecuzione dei test. Essa è composta da un'attrezzatura molto rigida e da un attuatore con forza assiale massima pari a 2000 kN, corsa del pistone pari a $\pm 300 \text{ mm}$, e velocità massima, alla massima forza, pari a 300 mm / s . Le prove sono state eseguite sotto controllo di spostamento, applicando per le prove della prima fase di analisi un input sinusoidale con frequenza di 1,27 Hz, ampiezza variabile (fino a $\pm 25 \text{ mm}$) e velocità massima di 200 mm / s .



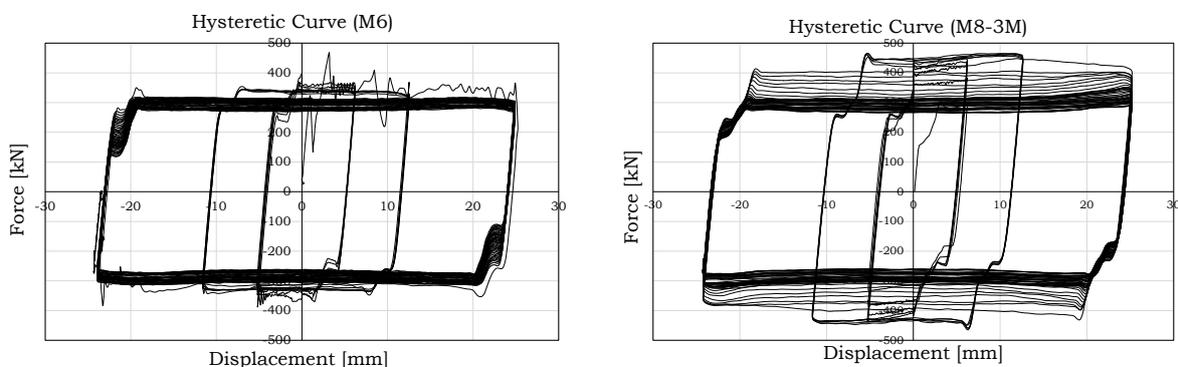
Figura 2.14 - Test

A parte la forma del segnale di ingresso, il protocollo di test è lo stesso utilizzato nei test a bassa velocità. Ovviamente la velocità di applicazione del carico è stata variata caso per caso al fine di indagare il ruolo giocato dalla velocità sul coefficiente d'attrito.

2.3.3 Sommario dei risultati dei test

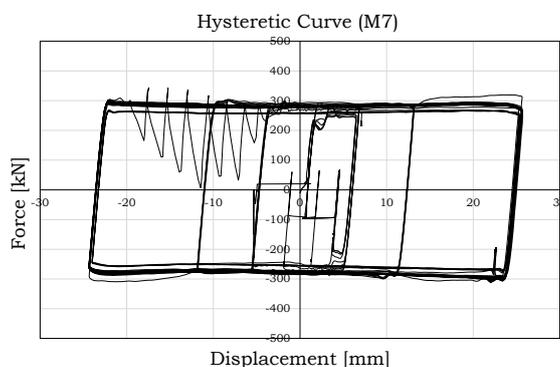
Come menzionato in precedenza, nei test a bassa velocità, il protocollo di carico è stato applicato seguendo la procedura di carico suggerita nella norma EN15129 [47], e, per ogni test, le sequenze di cicli sono state applicate alle seguenti velocità:

- 5 cicli a 6.25 mm a 1 mm/s;
- 5 cicli a 12,5 mm a 4/5 mm/s;
- 40 cicli a 25 mm a 4/5 mm/s.



a) Comportamento isteretico degli spessori M6

b) Comportamento isteretico degli spessori 3M



c) Comportamento isteretico degli spessori M7

Figure 2.15 – Comportamento isteretico degli spessori M6, 3M e M7

Per ogni prova è stata valutata la risposta ciclica delle interfacce analizzando, tramite i sensori di carico applicati al provino, il valore iniziale del coefficiente d'attrito e il suo degrado durante la storia del carico ciclico. In particolare, nei seguenti diagrammi, sono state riportate diverse quantità:

- Il comportamento isteretico forza-spostamento rappresentato in termini di forza di scorrimento ($F_{\text{slip},i}$) e spostamento (d_i) acquisiti dalla cella di carico e dal LVDT, rispettivamente, della macchina del test;
- Il valore “effettivo” (o di progetto) del coefficiente di attrito ($\mu_{\text{effective}}$) rispetto allo spostamento cumulativo (d_{total}). Il valore effettivo del coefficiente d'attrito è stato calcolato come il rapporto tra la forza di scorrimento acquisita dalla cella di carico della macchina di prova e la somma delle forze di precarico iniziali applicate dai bulloni all'interfaccia di attrito ($4N_0$);
- Il valore “attuale” del coefficiente di attrito (μ_{actual}) rispetto allo spostamento cumulativo (d_{total}). Il valore effettivo del coefficiente di attrito è stato calcolato come il rapporto tra la forza di scorrimento acquisita dalla cella di carico della macchina di prova e la somma dei valori effettivi delle forze di precarico applicate dai bulloni all'interfaccia di attrito acquisite direttamente dalle celle di carico durante il test ($2N_{\text{cell}, 1} + 2N_{\text{cell}, 2}$). Di seguito viene riportata una sintesi dei risultati ottenuti.

Inoltre, il comportamento del dispositivo ad attrito è stato descritto valutando il degrado di smorzamento effettivo come definito dalla EN 15129 [47]. Questo parametro rappresenta il degrado di energia dissipata, normalizzata rispetto al valore di energia dissipata misurata al 3° ciclo del set di cicli di ampiezza massima. I principali risultati sono riassunti nelle prossime sezioni. Tuttavia, a causa dell'elevata quantità di dati, per i risultati dettagliati dei test è necessario fare riferimento al deliverable del Task 1.1 del progetto di ricerca FREEDAM.

2.3.3.1 Influenza del rivestimento: “Hard” Materials (M6-M8)

Una sintesi dei risultati dei test sulle interfacce è presentata accoppiando acciaio inox con spessori ad attrito rivestiti con i rivestimenti “duri”, come illustrato in Figure 2.15, dove sono riportate le curve isteretiche di uno dei materiali testati. Nel caso del rivestimento in carburo M6, la risposta ciclica è caratterizzata dallo sviluppo di un valore iniziale della forza di scorrimento pari a circa 350 kN, seguito da un progressivo degrado che, a fine prova, era di circa il 20%. Durante i test è stato osservato il comportamento peculiare di questo materiale. Infatti, come è possibile notare da Figure 2.15, la curva isteretica è stata interessata da una fase iniziale di “stick-slip” con lo sviluppo di un primo ciclo instabile caratterizzato da salti di forza e rilasci improvvisi di energia. Tuttavia, dopo questo primo ciclo, che probabilmente permette di rompere l'iniziale attrazione interatomica tra le superfici a contatto (legame adesivo dell'attrito), lo slittamento è avvenuto regolarmente portando ad una risposta molto stabile fino alla fine della prova. Nel caso del rivestimento in carburo M7, a livello globale, è stata osservata una risposta simile. In questo caso, è stato caratterizzato da una forza di scorrimento iniziale pari a circa 250 kN, che dopo pochi cicli è leggermente aumentata, stabilizzandosi ad un valore di circa 300 kN. Raggiunto questo valore, tutti i cicli sono stati caratterizzati dalla stessa forza di scorrimento ottenendo, anche in questo caso, un comportamento stabile e dissipativo. Anche se il comportamento

isteretico riportato in Figura 2.16 appare abbastanza simile a quello osservato per il materiale M6, in realtà, in questo caso, per eseguire il test è stato necessario ridurre sensibilmente la velocità a causa dello sviluppo di un forte comportamento di stick and slip, caratterizzato da improvvisi rilasci di energia e vibrazioni. Gli spessori di attrito 3M sono stati caratterizzati da una risposta che, come già osservato in passato dagli stessi autori con altri materiali come l'ottone o alcuni tipi di gomme fenoliche [43], è stata caratterizzata da due diverse fasi della risposta: una prima fase, in cui l'interfaccia ha fornito un comportamento incrudente caratterizzato da un aumento della resistenza allo scorrimento di circa il 60% e una seconda fase, caratterizzata da una riduzione della forza di scorrimento, che, al termine del degrado, è tornata al valore iniziale. Inoltre, in questo caso, non è stata osservata alcuna risposta di stick and slip e tutti i cicli sono stati caratterizzati da un valore stabile della forza di scorrimento. Il valore iniziale della forza di scorrimento è stato di circa 400 kN.



Danneggiamento degli spessori M6



Danneggiamento degli spessori 3M

Figura 2.16 – Danneggiamento degli spessori

Dopo i test, i campioni sono stati aperti in modo da valutare il danneggiamento delle interfacce. In Figura 2.16 lo stato di danneggiamento delle interfacce è rappresentato per i campioni che utilizzano spessori di attrito M6 e M3. Come è possibile osservare da questa figura, per questi materiali, a causa della maggiore durezza dello strato di rivestimento rispetto all'acciaio inossidabile, la maggior parte del danno si è concentrata sulla piastra di acciaio inossidabile che al termine della prova aveva molti graffi nella zona situata sotto la testa dell'otturatore. In Figura 2.17, come esempio, per il provino con gli spessori rivestiti da carburo M6 sono riportati il diagramma delle forze del bullone (monitorate mediante celle di carico) e del coefficiente d'attrito effettivo, rappresentato rispetto alla corsa cumulativa del dissipatore. Da tale figura è possibile osservare che entrambi i bulloni, inizialmente serrati per raggiungere il carico di prova pari a 171,5 kN, dopo il primo ciclo della storia di carico, hanno perso circa il 7% del precarico iniziale, e successivamente si sono allentati uniformemente durante la prova, raggiungendo alla fine una perdita totale di circa il 20%. Al contrario, il coefficiente d'attrito "effettivo" rimane costante mostrando un comportamento stabile degli spessori ad attrito.

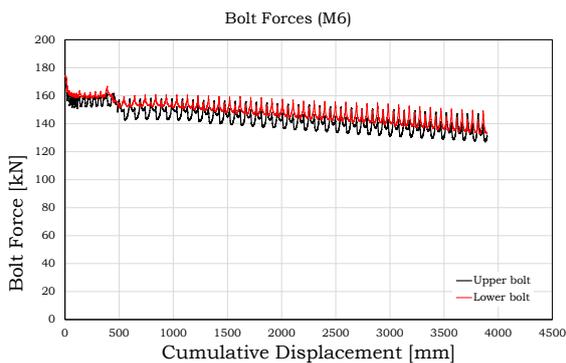
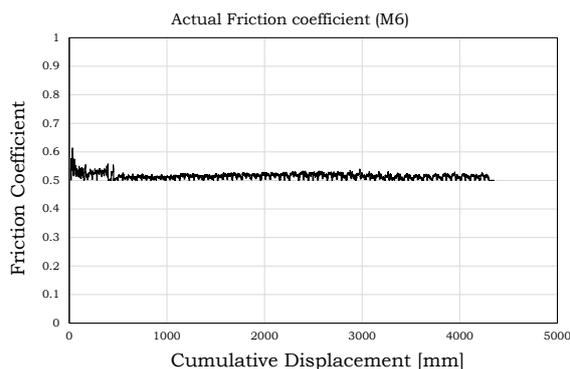


Diagramma tipico delle forze dei bulloni

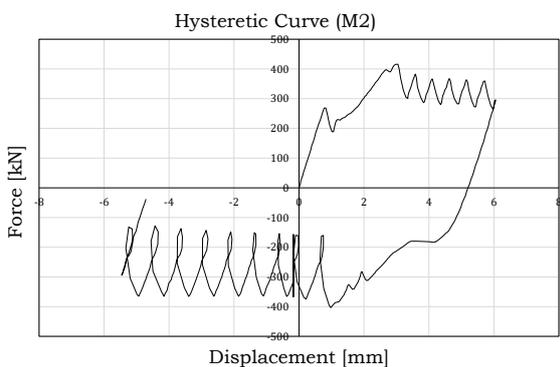


Coefficiente d'attrito "Effettivo" vs corsa cumulativa: M6

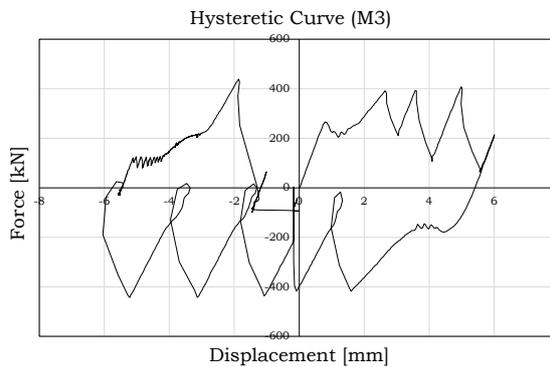
Figura 2.17 – Coefficiente d'attrito e andamento delle forze dei bulloni

2.3.3.2 Influenza del rivestimento: “Soft” Materials (M1-M5)

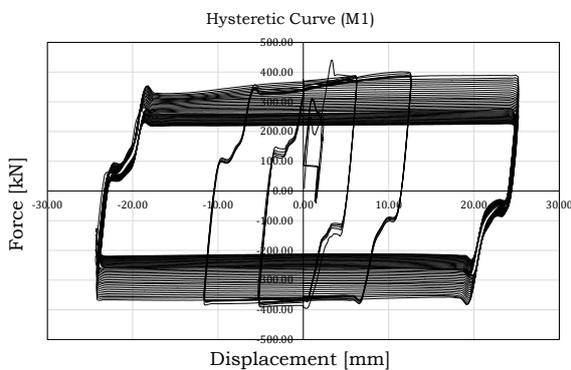
Analogamente a quanto avvenuto nel caso del carburo M7, anche alcuni dei materiali teneri hanno mostrato un comportamento caratterizzato dal fenomeno dello stick-slip. È il caso di tre dei metalli non ferrosi selezionati, ovvero M2, M3 e M5, la cui risposta è stata caratterizzata da arresti e partenze alternati del moto con forti ed improvvisi rilasci di energia (Figura 2.18).



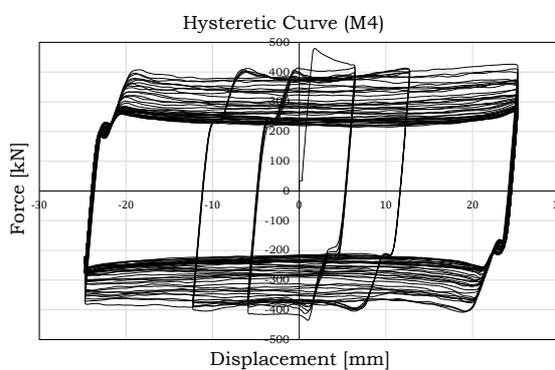
Comportamento isteretico degli spessori M2



Comportamento isteretico degli spessori M3



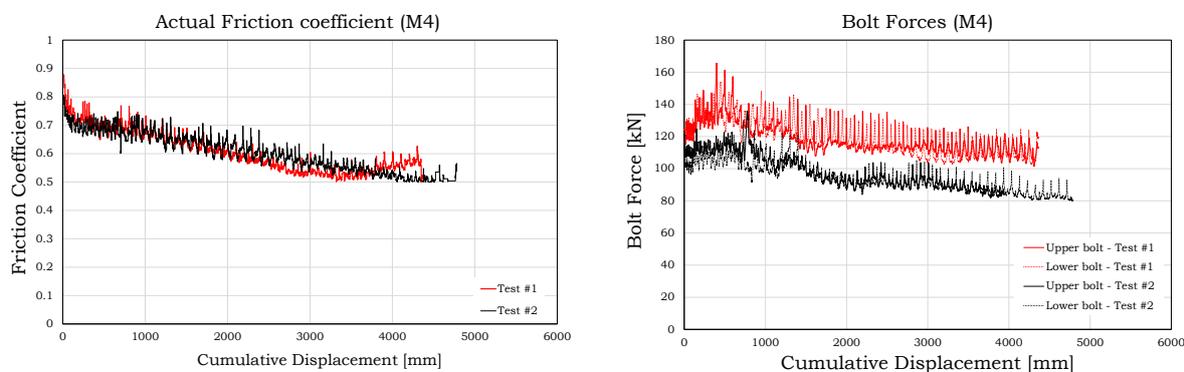
Comportamento isteretico degli spessori M1



Comportamento isteretico degli spessori M3

Figura 2.18 – Comportamento isteretico degli spessori “soft”

Pertanto, anche in tutti questi casi, le prove sono state interrotte anticipatamente per evitare danni alle apparecchiature di prova. Per questi materiali, dopo il primo scorrimento, il comportamento isteretico è stato caratterizzato da salti alternati e continui della forza dai valori statici a quelli dinamici. Vale la pena notare che, anche se il comportamento ciclico di queste interfacce non è chiaramente appropriato per applicazioni sismiche, dai risultati ottenuti in questa analisi sperimentale sembra che questi materiali, per l'alto valore del coefficiente di attrito, potrebbero essere ancora promettenti per applicazioni in collegamenti ad attrito progettati per carichi statici. I metalli M1 e M4 hanno esibito valori simili (Figura 2.18). In particolare, la loro risposta isteretica è stata caratterizzata da un valore della forza di scorrimento superiore al corrispondente ottenuto con i materiali “duri” ma, d'altra parte, hanno fornito anche un degrado più significativo, dovuto sia all'allentamento del bullone, che al danno che si verifica negli spessori ad attrito. Inoltre, per entrambi i materiali, il comportamento mostrato nelle due prove identiche era significativamente diverso, mostrando una variabilità del comportamento di questi materiali. Tale variabilità è stata principalmente dovuta al diverso comportamento fornito dai bulloni nelle due prove. Ad esempio, in Figura 2.19, con linee rosse e nere sono rappresentati i risultati espressi in termini di coefficiente d'attrito e forze del bullone rispetto alla corsa cumulata, per le due prove eseguite sui provini con spessori M4. Da questi grafici risulta evidente che, anche se il valore effettivo del coefficiente di attrito non varia nelle due prove, i bulloni forniscono un comportamento sensibilmente diverso portando, di conseguenza, ad una diversa risposta dell'intero comportamento isteretico. Nello specifico, in una delle due prove dopo il primo scorrimento, è stata osservata un'improvvisa perdita di pretensione nei bulloni di circa il 15%, con conseguente perdita proporzionale della forza di scorrimento. Una risposta così diversa dei provini può essere probabilmente dovuta alle imperfezioni del rivestimento applicato sugli spessori di attrito, che in caso di rivestimenti morbidi è completamente manuale e porta ad una diffusione non uniforme del metallo di rivestimento. Nel caso del materiale M1 il degrado della forza di scorrimento iniziale al termine delle prove è stato del 45%, mentre nel caso del materiale M4 è stata di circa il 50%. Tuttavia, entrambi i materiali hanno fornito valori molto elevati del coefficiente di attrito e, in particolare, il coefficiente di attrito iniziale dei materiali M1 e M4 era pari a circa 0.55 / 0.65 e 0.7 / 0.9, rispettivamente.



Coefficiente d'attrito effettivo – M4

Forze nei bulloni – M4

Figura 2.19 - Coefficiente d'attrito e andamento delle forze dei bulloni

Come nei casi precedenti, anche i campioni realizzati con materiali morbidi sono stati aperti dopo il test, al fine di valutare il danneggiamento delle interfacce. Come è possibile notare dalla Figura 2.20, come atteso, in questi casi il danneggiamento era maggiormente concentrato negli spessori ad attrito, mentre i piatti in acciaio inossidabile dopo il test erano risultati praticamente non danneggiati.



a) Danneggiamento degli spessori M1



b) Danneggiamento degli spessori M4

Figura 2.20 – Danneggiamento degli spessori

2.3.3.3 Influenza della forza di serraggio

Per indagare l'influenza dei parametri che influenzano la risposta dei dissipatori ad attrito elementari, sono state estese le prove sperimentali su alcuni materiali (M1, M4, M6). In particolare, per questi tre materiali, sono stati esaminati l'influenza della forza di serraggio, l'influenza delle configurazioni delle molle a tazza e gli effetti di variabilità del materiale. In questa sezione viene discussa brevemente l'influenza della forza di serraggio sulla risposta isteretica degli smorzatori di attrito. Viene riportata, a titolo di esempio, la rappresentazione delle curve forza-spostamento tipiche di un insieme di prove con precarico variabile, in Figura 2.21, per uno dei tre materiali esaminati (M6). I risultati per gli altri materiali in termini di comportamento globale sono molto simili e non verranno commentati in dettaglio. Come previsto, la risposta isteretica è stata, in generale, caratterizzata da un'elevata rigidità iniziale fino al raggiungimento del valore della forza statica di scorrimento che, in tutti i casi analizzati, era superiore alla resistenza all'attrito dinamico stabilizzato. Tutti i materiali mostravano cicli di isteresi quasi rettangolari. In termini di risposta forza-spostamento, l'unico materiale che ha fornito un comportamento meno stabile è stato il materiale M6 che, come già spiegato, è un rivestimento duro il cui comportamento è caratterizzato, ad alte pressioni, da un primo ciclo che mostra una leggera risposta di stick-slip.

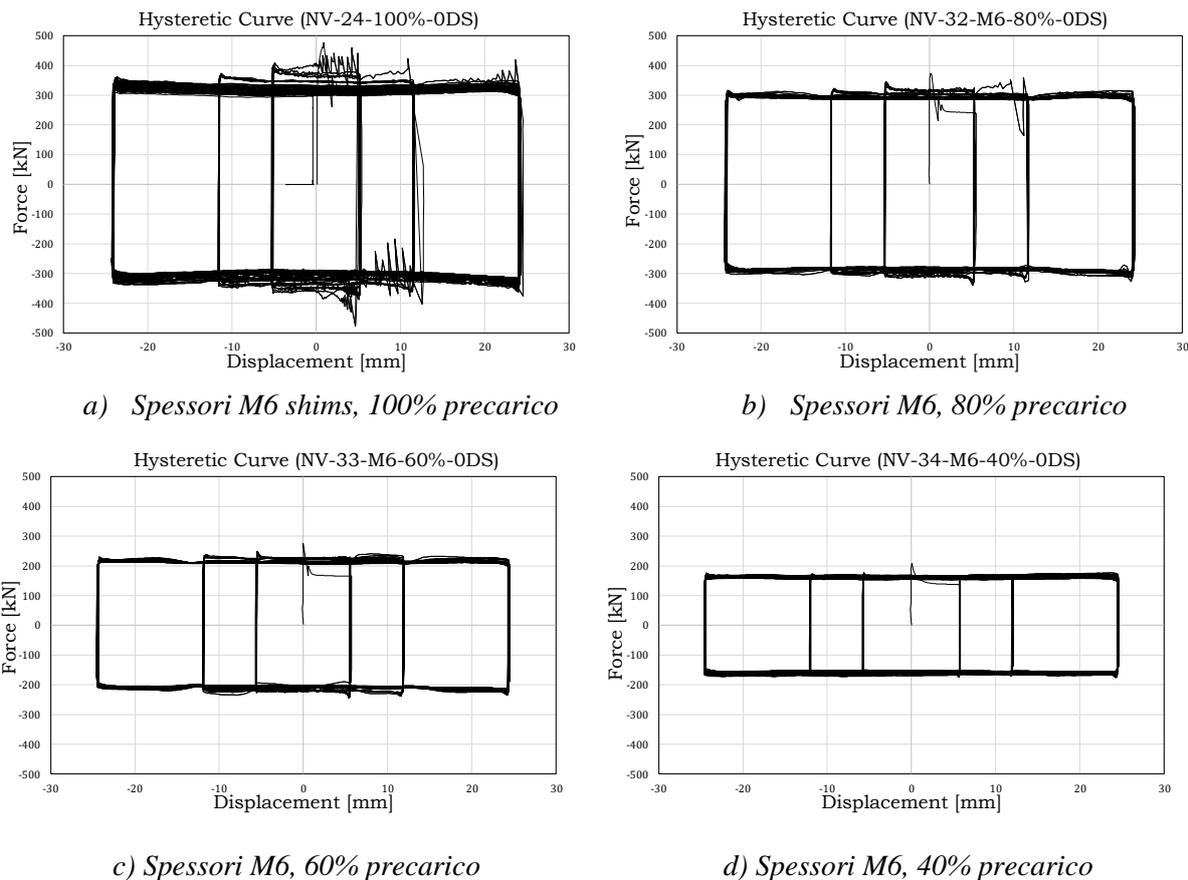


Figura 2.21 – Effetto del precarico

Uno degli aspetti più importanti osservati in questa serie di test è che, per questo specifico materiale di rivestimento, il comportamento stick-slip scompare riducendo il precarico dei bulloni, dimostrando tale fenomeno dipende fortemente dalla pressione di contatto, generata sull’interfaccia. Nella Figura 2.22, si mostrano l’evoluzione delle forze del bullone durante le prove e l’effettiva degradazione dello smorzamento. La forza del bullone (N_b) è normalizzata rispetto al valore iniziale applicato all’inizio della prova (N_{b0}), mentre l’effettivo degrado dello smorzamento è calcolato secondo la procedura data in [47].

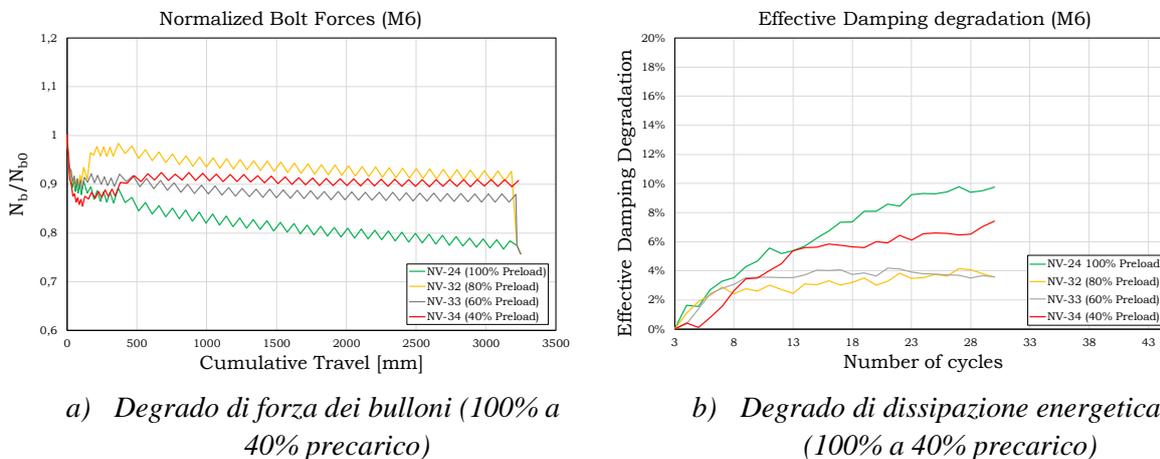
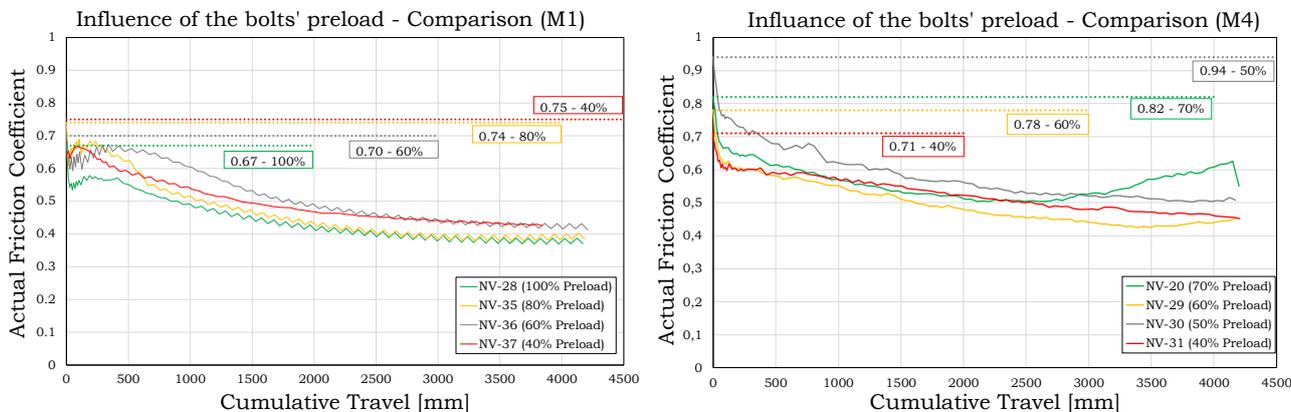


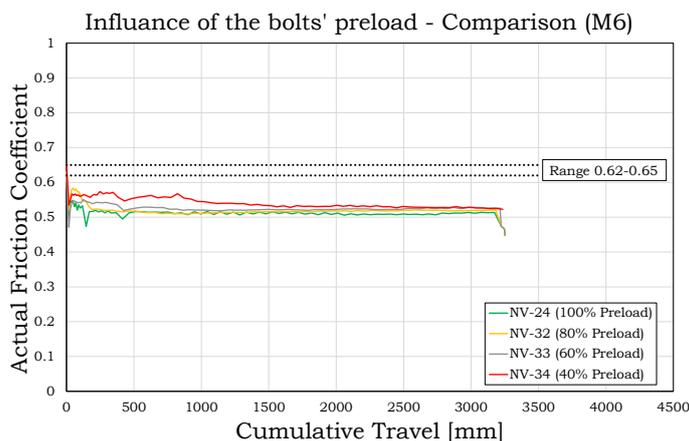
Figura 2.22 – Degradazione di forza e di dissipazione energetica

Da questi grafici è possibile osservare che la riduzione della forza di precarico iniziale porta ad un miglioramento dell'effettivo degrado di smorzamento. Quest'ultimo parametro esprime principalmente il degrado della capacità di dissipazione energetica del collegamento d'attrito.



a) *Influenza del precarico sul coefficiente d'attrito: spessore M1*

b) *Influenza del precarico sul coefficiente d'attrito: spessori M4*



c) *Influenza del precarico sul coefficiente d'attrito: spessori M6*

Figura 2.23 – Influenza del precarico

In termini di valore iniziale del coefficiente di attrito, come riportato in sintesi in Figura 2.23 i tre materiali analizzati non hanno mostrato una forte dipendenza dal precarico, mentre si è ridotto il loro progressivo degrado, fino a diminuire la forza di serraggio iniziale. La variazione del valore iniziale del coefficiente d'attrito osservato in queste prove era praticamente all'interno del normale intervallo statistico di variazione del coefficiente di attrito osservato per questi materiali. In particolare, il valore iniziale del coefficiente di attrito per il materiale M1 variava da 0.67 a 0.75, per il materiale M4 da 0.71 a 0.94 e per il materiale M6 da 0.62 a 0.65 (non mostrando una netta tendenza rispetto al precarico applicato), mentre il range statistico di variazione dello stesso parametro è, come di seguito dimostrato, pari a 0.62-0.81 per il materiale M1, 0.69-0.84 per il materiale M4 e 0.52-0.68 per il materiale M6. Pertanto, le prove a valori variabili della forza di precarico non hanno evidenziato una chiara correlazione tra il coefficiente di attrito statico e il precarico del bullone. Viceversa, la rappresentazione delle forze del bullone, normalizzate rispetto al precarico iniziale, rispetto alla corsa cumulativa e i diagrammi del degrado effettivo dello smorzamento rispetto al numero di cicli, hanno mostrato che una riduzione della forza di

precarico, come previsto, si traduce in una minore perdita di precarico del bullone e minore degrado energetico. Inoltre, l'analisi di tutti i dati ha rivelato che per il materiale M6 l'effettivo degrado dello smorzamento al 10 ° ciclo era sempre inferiore al 10%, come richiesto dalla EN15129 [47]. Al contrario, per i materiali M1 e M3 (materiali morbidi), i risultati hanno mostrato che questo requisito minimo potrebbe essere soddisfatto solo se la pressione di carico è limitata al 60% del carico di prova.

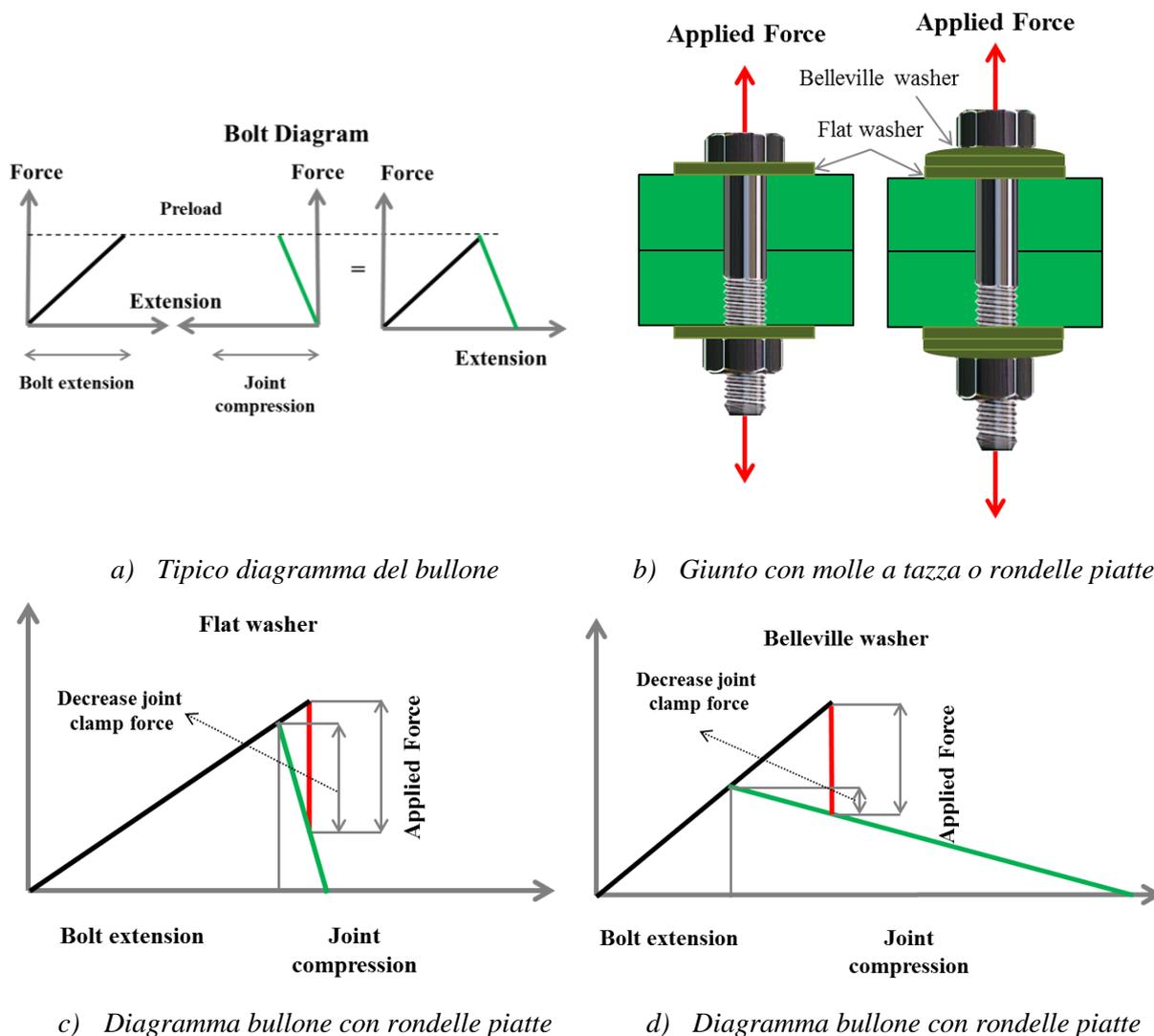


Figura 2.24 – Influenza delle rondelle

2.3.3.4 Influenza della configurazione delle molle a tazza “disk spring”

Le molle a tazza sono un tipo di rondelle anulari coniche, spesso chiamate anche Belleville, che possono comprimersi elasticamente (a condizione che siano opportunamente preimpostate [48]) fino a raggiungere un valore di soglia oltre il quale mostrano un significativo aumento di rigidità fino al completo appiattimento. La loro caratteristica principale è che possono essere sovrapposti (pila parallela) per raddoppiare la resistenza o in serie per raddoppiare la deformabilità o, ancora, in combinazioni di serie e parallelo per ottenere un sistema di rigidità

e resistenza desiderato. La loro presenza, nella letteratura tecnica, è generalmente considerata benefica in tutti quei casi in cui è necessario mantenere costante il precarico dei bulloni per tutta la vita di una connessione e soprattutto nei casi in cui si possono prevedere vibrazioni, scorrimento o interazioni elastiche tra i bulloni.

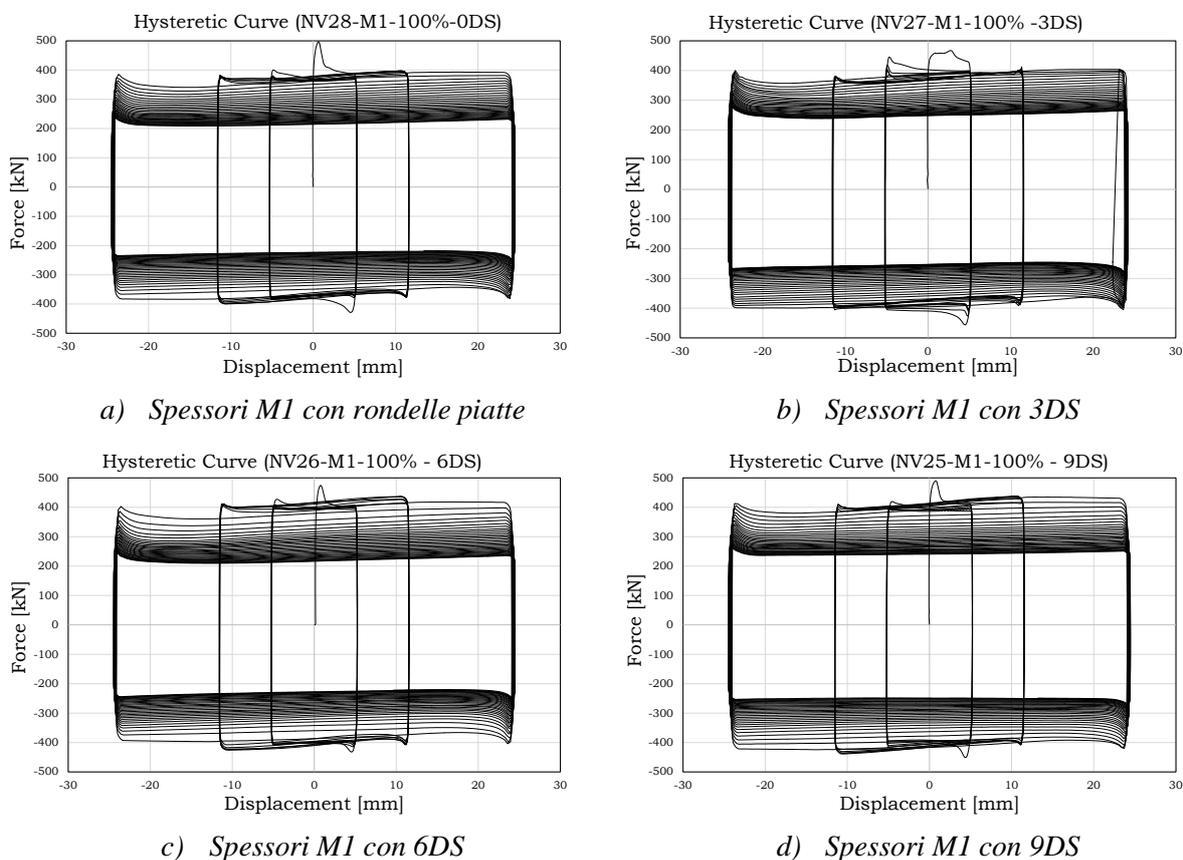
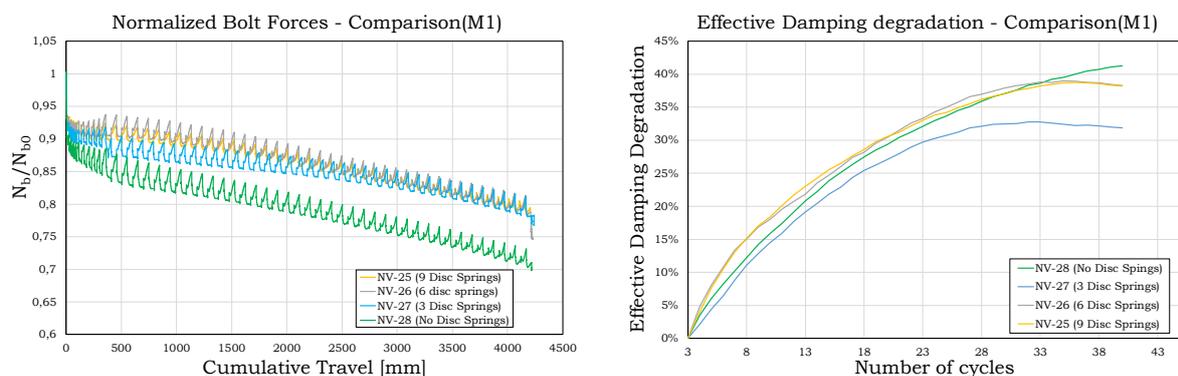


Figura 2.25 -Influenza del numero di rondelle

Tutti questi fenomeni sono ampiamente studiati in [48]. Il loro possibile effetto è brevemente spiegato in Figura 2.24, dove si confronta il comportamento di un sistema con rondelle normali e di un altro con molle a tazza. La principale differenza tra i due casi, come è possibile verificare facilmente, è che quando nell'assemblaggio del bullone si ha una riduzione dello spessore, che può essere dovuta all'usura sotto carichi ciclici o allo scorrimento degli strati di rivestimento, la rigidità assiale del gruppo contribuisce a compensare la riduzione del serraggio, che può essere dovuta all'usura del materiale di attrito o allo schiacciamento di rivestimenti e alle asperità. Infatti, le rondelle coniche fungono da molle, spingendo il gambo del bullone e ripristinando, almeno parzialmente, l'allentamento. L'effetto della configurazione delle molle a tazza è stato studiato durante il progetto FREEDAM con prove cicliche, considerando l'impiego di quattro diverse configurazioni possibili, ovvero: nessuna molla a tazza, 3 in parallelo, 3 in parallelo-2 volte in serie (6 molle a tazza), 3 in parallelo-3 volte in serie (9 molle a tazza). Come in precedenza vengono riassunti i risultati delle prove, ad esempio per materiale M1, ma per gli altri casi sono state osservate differenze di comportamento trascurabili e, pertanto, le stesse considerazioni qui riportate possono essere estese a tutti i materiali esaminati in questo lavoro. Il confronto è qui fornito con riferimento al materiale M1 perché consente di evidenziare più facilmente l'influenza delle molle a tazza sulla risposta ciclica. Considerando il materiale M1, è

possibile osservare dalla Figura 2.25 che la configurazione delle molle a tazza, globalmente, non sembra fornire un'influenza significativa sulla risposta isteretica. Tutte le prove, infatti, sono iniziate con una forza di scorrimento iniziale di circa 400 kN e si sono concluse con una forza di circa 200 kN e invece, in contrasto con la risposta attesa, nel caso del maggior numero di molle a tazza il comportamento ha mostrato un degrado più elevato. Questo risultato, dal punto di vista della risposta isteretica complessiva, evidenzia la limitata efficienza delle molle a tazza standardizzate europee sulla risposta complessiva del dissipatore. Ciò è dimostrato anche dalla rappresentazione delle forze del bullone durante la prova e dal diagramma di degrado di smorzamento effettivo (Figura 2.26). In Figura 2.26a sono riportate le forze dei bulloni durante i test, mostrando che l'alta deformabilità dell'assemblaggio, come atteso, si traduce in una minore perdita del precarico iniziale. Tuttavia, il vantaggio ottenuto non si traduce in un miglioramento complessivo della risposta isteretica della connessione, probabilmente a causa di una maggiore usura del materiale di attrito. Ciò è evidenziato nei diagrammi del degrado dello smorzamento effettivo (Figura 2.26b) da cui risulta che l'adozione di una diversa disposizione delle molle a tazza non corrisponde ad un significativo miglioramento della risposta.



a) Forze dei bulloni con differenti configurazioni di molle a tazza

b) Degrado di smorzamento effettivo con differenti configurazioni di molle a tazza

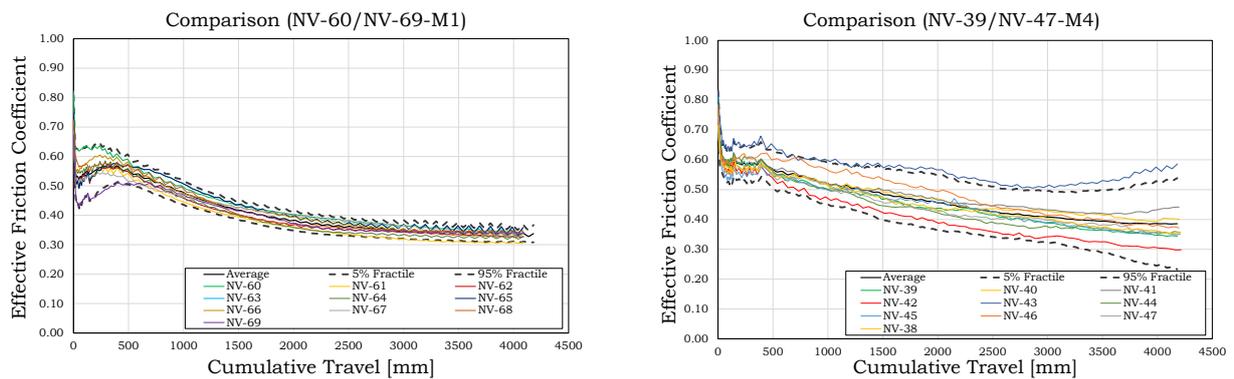
Figura 2.26 – Degrado di smorzamento e di forza

In conclusione, i risultati di questa serie di test hanno dimostrato che le molle a tazza standardizzate europee potrebbero aiutare a mantenere costante il precarico del bullone ma, nel complesso, non sono in grado di fornire un miglioramento significativo della risposta ciclica. Pertanto, mentre il loro ruolo può essere significativo per limitare altri effetti, come quelli legati alla perdita a lungo termine del precarico iniziale, delle vibrazioni o degli effetti termici, allo stesso tempo il loro utilizzo sembra avere un'influenza limitata sul comportamento ciclico.

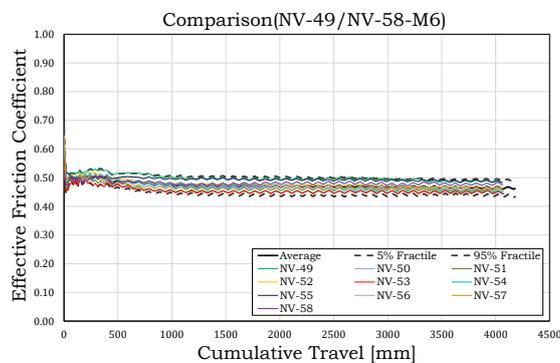
2.3.3.5 Influenza della variabilità

Test specifici del progetto FREEDAM sono stati dedicati a valutare l'intervallo statistico di variazione del coefficiente di attrito e a proporre valori dei coefficienti di attrito da utilizzare nella progettazione a SLS e ULS. Infatti, è facile osservare anche dai risultati precedenti che i materiali di rivestimento esaminati risentono di una variabilità casuale che deve essere tenuta in considerazione nella progettazione, soprattutto in vista dell'applicazione dei principi del capacity design. Infatti, mentre per le verifiche SLS è solitamente necessario adottare il valore

caratteristico del coefficiente di attrito statico, per le verifiche ULS e, in particolare, per l'applicazione dei principi di capacity design è necessario conoscere sia il valore minimo del coefficiente d'attrito dinamico (riferito al ciclico stabilizzato) e il valore limite superiore del coefficiente di attrito statico. Il rapporto tra questi due valori influisce ovviamente sul fattore di sovra resistenza, da considerare nella pratica per la progettazione delle parti non dissipative della struttura. Questa serie di prove è stata eseguita, per ogni materiale di rivestimento, su dieci provini uguali, tutti precaricati con un precarico pari al 60% del livello di prova (valore massimo suggerito a seguito del progetto FREEDAM). Sebbene le molle a tazza non siano significativamente rilevanti dal punto di vista sismico, come già spiegato in precedenza, considerando la loro possibile influenza sulla risposta a lungo termine e sulle vibrazioni e sugli effetti termici, i provini sono stati predisposti per adottare sei molle a tazza, con un set di 2 parallele, 3 volte in serie. Negli schemi di Figura 2.27, viene fornita una sintesi dei coefficienti d'attrito ottenuti in tutte le prove, rappresentati rispetto alla corsa cumulativa, riportando negli stessi diagrammi il valore medio (linea continua) ed i frattili 5% e 95% (linee tratteggiate inferiore e superiore) valutati per ciascuno valore della corsa cumulativa sottraendo o sommando al valore medio k - volte il coefficiente di variazione. Per tenere conto del numero limitato di dati (10 provini per ogni materiale), il valore di k - è stato definito secondo le indicazioni fornite da EC0 nella sezione D7.2 [26], nominalmente è stato assunto pari a 1.92, considerata l'assunzione di distribuzione normale.



a) Variabilità del coefficiente d'attrito spessori M1 b) Variabilità del coefficiente d'attrito – spessori M4



c) Variabilità del coefficiente d'attrito – spessori M6

Figura 2.27 – Effetto della variabilità

2.3.3.6 Influenza della velocità

Analogamente ai test a bassa velocità, anche i test ad alta velocità sono stati eseguiti in due fasi separate. Nella prima sessione è stato effettuato un numero limitato di test, estendendo l'analisi a otto materiali. Successivamente sono stati effettuati ulteriori test solo sui materiali M1, M4, M6.

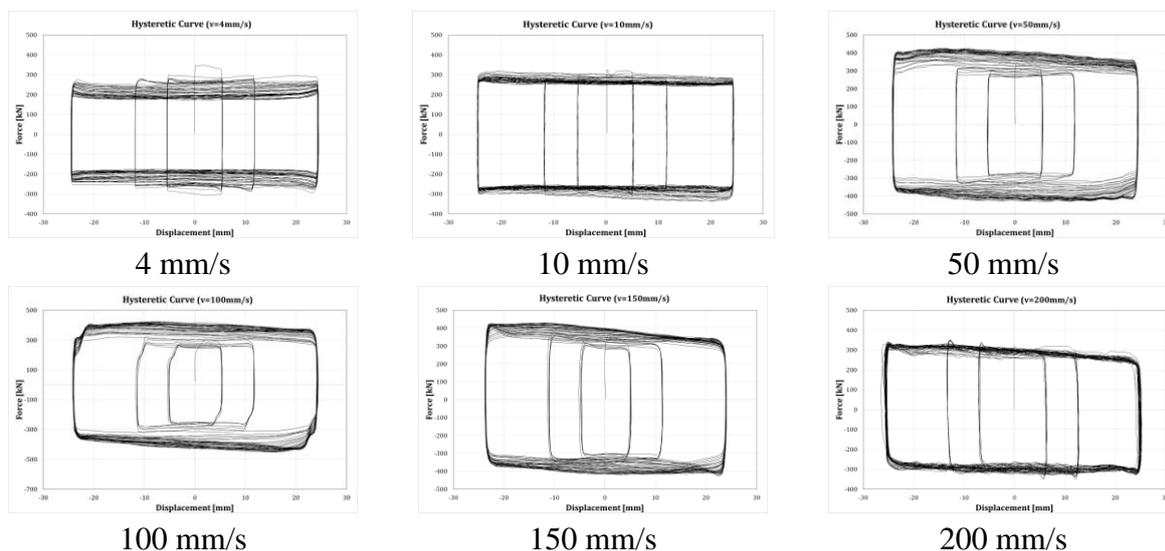
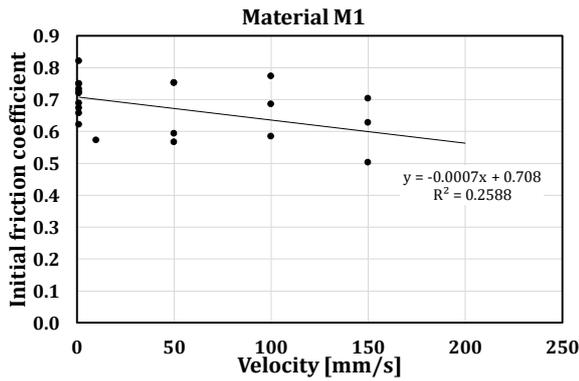


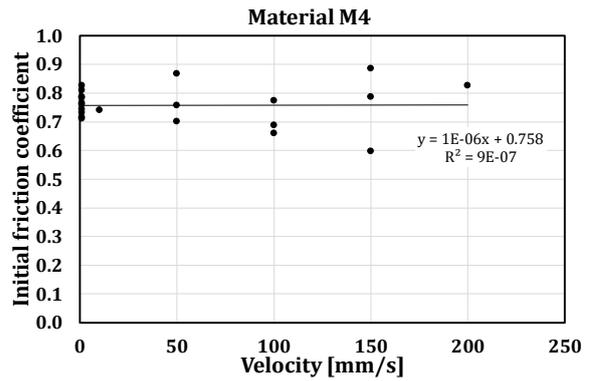
Figure 2.28 – Variabilità della velocità – spessori M4

La prima fase del test ha riguardato 15 test ad alta velocità, con spessori di attrito rivestiti con i cinque materiali morbidi e tre duri precedentemente menzionati. Al contrario, la seconda fase ha riguardato 45 prove ad alta velocità solo su tre materiali (M1, M4 e M6).

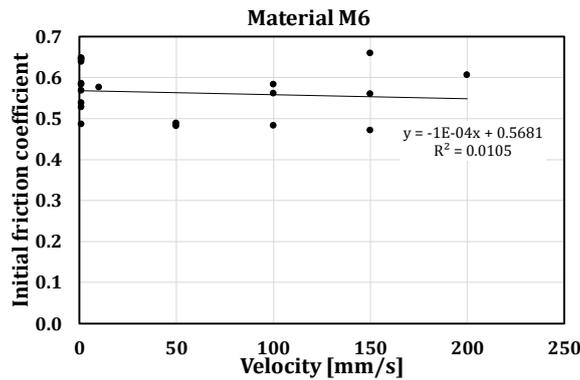
I test ad alta velocità hanno evidenziato una significativa dipendenza del coefficiente d'attrito dalla velocità. Questo è facilmente riconoscibile dai risultati del test, che sono rappresentati qui, a titolo di esempio, solo per il materiale M4 (Figure 2.28). Per gli altri materiali sono stati ottenuti risultati simili, anche se per il materiale M1 è stata osservata una certa instabilità dei cicli isteretici, solo per la velocità più alta considerata (200 mm / s). La velocità fornisce una modifica della forma dei cicli isteretici, ma non modifica in modo significativo il valore della forza di scorrimento iniziale. In effetti, come mostrato in Figura 2.29, il valore iniziale del coefficiente d'attrito osservato in tutte le prove ad alta velocità variava in valori minimo / massimo, che rientrano nel normale intervallo statistico di variazione del coefficiente d'attrito per i tre materiali considerati. Inoltre, è stata osservata una correlazione molto debole per i tre materiali tracciando una linea di regressione del coefficiente di attrito iniziale rispetto alla velocità di scorrimento (regressione quasi orizzontale). Tuttavia, i test hanno evidenziato che, sebbene la velocità non influisca in modo significativo sui valori del coefficiente d'attrito iniziale, essa fornisce un effetto rilevante sull'usura del materiale e sulla variazione delle forze del bullone durante le prove. In quasi tutte le prove cicliche è stato osservato che il degrado ciclico del coefficiente d'attrito è significativamente maggiore quando la velocità di scorrimento è bassa (quasi statica). Pertanto, normalmente, una stima conservativa dell'evoluzione del degrado del coefficiente d'attrito può essere ottenuta con prove a bassa velocità, normalmente eseguibili con schemi più semplici. Il degrado ciclico del coefficiente d'attrito non varia in modo uniforme con la velocità di scorrimento.



a) *Influenza della velocità – spessori M1*



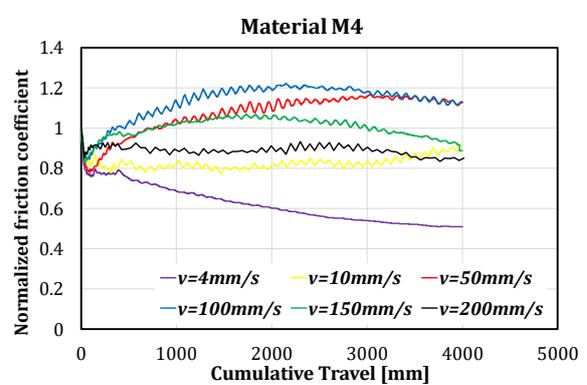
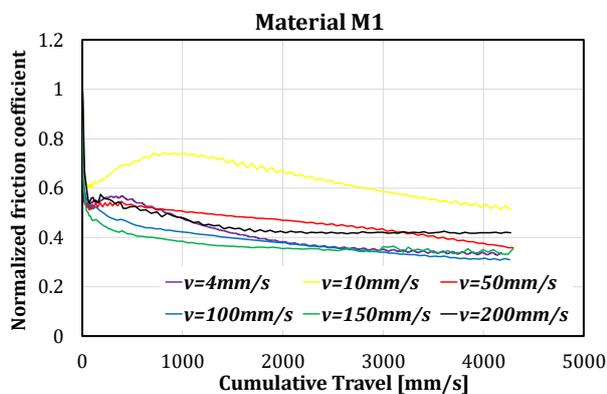
b) *Influenza della velocità – spessori M4*



c) *Influenza della velocità sugli spessori iniziali FC – M6*

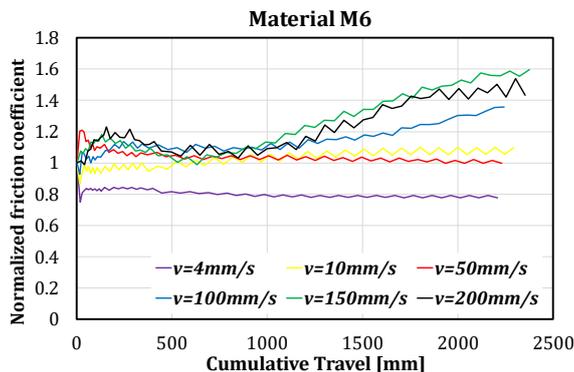
Figura 2.29 -Influenza della velocità sul valore iniziale del coefficiente ad attrito

Infatti, per i tre materiali, sono state osservate velocità di degrado differenti a seconda della velocità di prova. Ad esempio, facendo riferimento al materiale M4, si è osservato che la velocità di degrado del coefficiente d’attrito diminuisce aumentando la velocità nell’intervallo 4-100 mm / s, mentre aumenta nuovamente nell’intervallo di velocità 100-200 mm / s. Le somiglianze sono state osservate anche in altri casi, ma ogni materiale ha le proprie proprietà di degrado e non è possibile definire una regola generale. Il materiale M1 ha mostrato una leggera dipendenza del degrado del coefficiente d’attrito dalla velocità. Al contrario, il materiale M6 ha mostrato una risposta variabile a seconda della velocità di scorrimento.



a) Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito dalla velocità – spessori M1

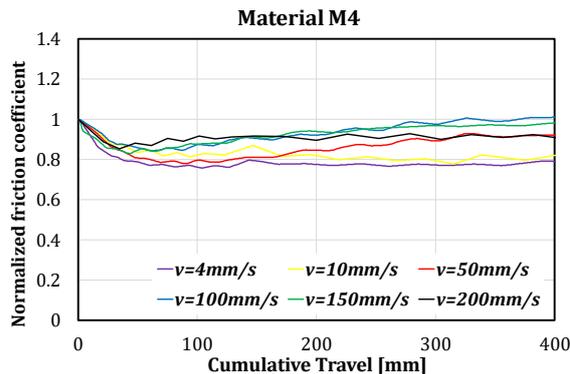
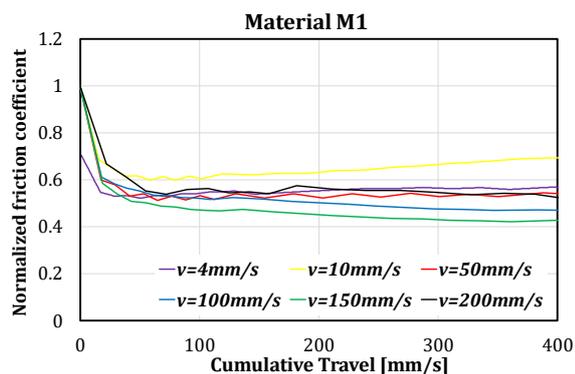
b) Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito dalla velocità – spessori M4



c) Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito dalla velocità – spessori M6

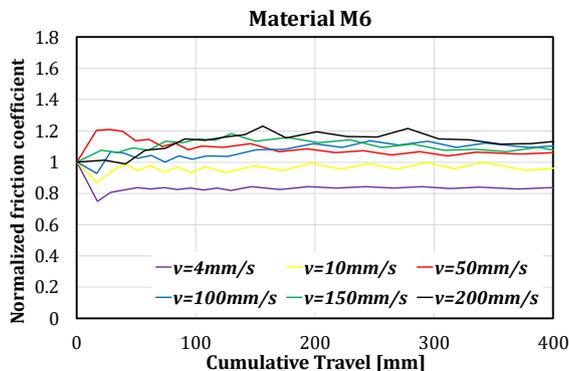
Figura 2.30 - Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito dalla velocità

I materiali M4 e M6 hanno mostrato un possibile aumento del coefficiente d'attrito oltre il valore statico iniziale, a seconda della corsa cumulativa e della velocità di scorrimento. Nello specifico, il materiale M4 ha mostrato un aumento massimo del coefficiente d'attrito, rispetto al valore statico, di circa il 20%.



a) Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito sulla velocità fino a 400 mm – spessori M1

b) Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito sulla velocità fino a 400 mm – spessori M4



c) Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito sulla velocità fino a 400 mm – spessori M6

Figura 2.31 - Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito dalla velocità

Viceversa, il materiale M6 ha raggiunto, per valori molto grandi della corsa cumulativa, aumenti del 60%. Dal punto di vista progettuale, questo effetto può essere dannoso per l'applicazione dei principi del capacity design e, pertanto, deve essere considerato quando si stima la sovra-resistenza del dissipatore per la progettazione degli elementi non dissipativi della struttura. Tuttavia, si deve osservare che le prove ad alta velocità sono state eseguite considerando valori molto grandi dei viaggi cumulativi, che sono certamente al di là della richiesta di viaggio cumulativa che si verifica in caso di eventi sismici realistici. In situazioni pratiche, una stima veritiera della corsa massima cumulativa potrebbe essere fatta considerando la domanda derivante dall'adozione dei protocolli di carico standardizzati che sono normalmente assunti come riferimento per la caratterizzazione del comportamento del collegamento. Ad esempio, è facile verificare che se si considera il protocollo di carico AISC 358 per la prequalifica sismica, il braccio di leva di un giunto di riferimento è fissato, ad esempio, a 600 mm e la rotazione massima del giunto è fissata a 40 mrad, la stima del limite superiore della richiesta di corsa cumulativa nello smorzatore di attrito è pari a circa 400 mm. In Figura 2.31 vengono ridisegnati gli stessi schemi fissando l'ascissa massima a 400 mm. Ciò evidenzia che, all'interno di questo intervallo, la sovra-resistenza dinamica, rispetto al valore statico iniziale, è pari a circa 1 per i materiali M1 e M4 (morbido), mentre è pari a circa 1,2 per il materiale M6.

2.4 PERDITE DI PRECARICO DURANTE LA VITA DI SERVIZIO

2.4.1 Introduzione

Diversi lavori hanno esaminato l'influenza delle tecniche di precarico, fenomeni di rilassamento, scorrimento dei rivestimenti, vibrazioni, auto allentamento, dimostrando che i bulloni precaricati subiscono sempre una perdita del precarico iniziale [49]-[51]. La perdita di precarico è generalmente significativa nelle prime 12 ore dopo il serraggio e una forte influenza sulla perdita complessiva è anche dovuta all'entità dei carichi esterni applicati alle connessioni [52]. Inoltre, i test a lungo termine mostrano tipicamente che dopo la fine degli effetti iniziali, la perdita di precarico risulta continua, obbedendo a una legge di evoluzione logaritmica [50]. La perdita di tensione iniziale del bullone è legata a diversi fenomeni, tra i quali i più importanti sono l'insufficiente pretensione iniziale dei bulloni, l'auto allentamento, il rilassamento, lo scorrimento, l'uso di un materiale non idoneo e l'applicazione di carichi esterni. Una rappresentazione schematica dell'evoluzione del precarico del bullone nel tempo è rappresentata nella Figura 2.32, dove si possono distinguere tre fasi. Immediatamente dopo il serraggio, il bullone subisce una perdita iniziale che è principalmente associata al processo di installazione. Questa perdita iniziale si verifica subito dopo il serraggio e aumenta con l'entità del precarico applicato, specialmente se il bullone viene serrato oltre il limite di snervamento [53]. Dopo l'installazione, appare una cosiddetta perdita a medio termine; diversi aspetti influenzano l'entità di questa perdita, come le variazioni di temperatura, i problemi di installazione e l'influenza dei carichi esterni. Infine, una perdita a lungo termine si verifica continuamente durante la vita della struttura e, dopo un certo tempo, il tasso di perdita diventa stabile.

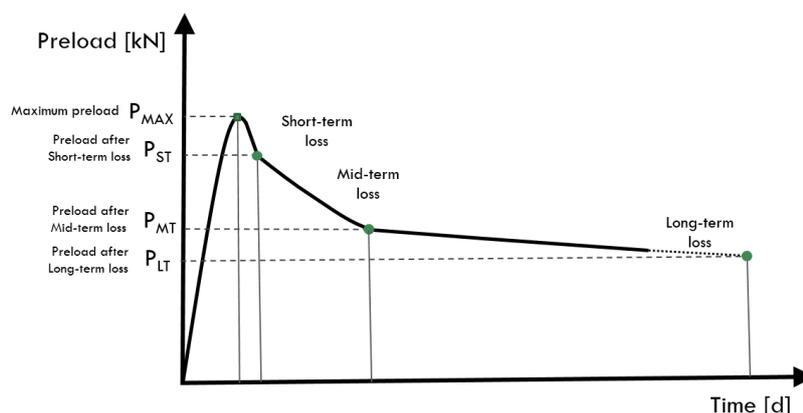
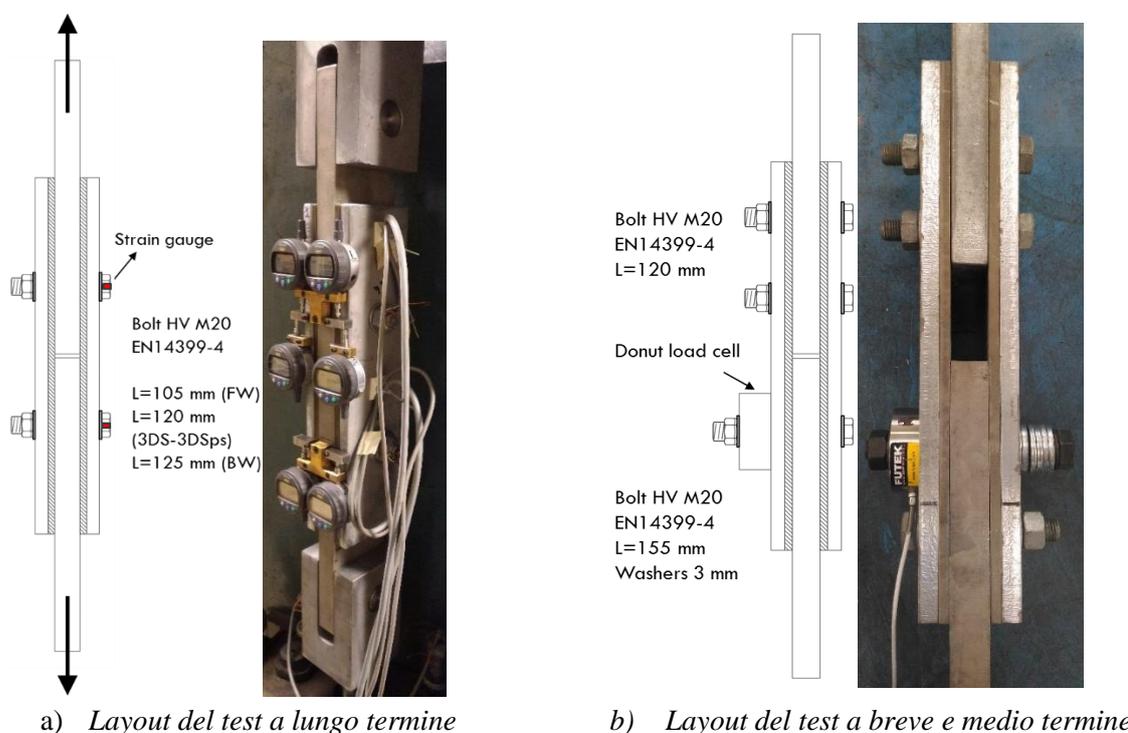


Figura 2.32 - Evoluzione del precarico nel tempo

Per caratterizzare la risposta dei bulloni precaricati applicati nei dispositivi di attrito, sono state condotte prove sperimentali presso l'Università degli Studi di Salerno e l'Università di Liegi durante il progetto FREEDAM (Figura 2.33). Al fine di caratterizzare la perdita di precarico, valutando le metodologie per limitare tale perdita, sono state esaminate quattro tipologie di assemblaggi bullonati dotati di diverse configurazioni di rondelle e molle a tazza. Inoltre, al fine di valutare sia la perdita a breve, che quella a medio e lungo termine, per ciascuna configurazione delle rondelle sono stati eseguiti test estesi per diversi periodi di tempo. Al fine di valutare il rilassamento a breve e medio termine, sono stati eseguiti 20 test a breve termine (estesi fino a 18 ore) e quattro test a medio termine (30 giorni). Inoltre, per le quattro diverse configurazioni di rondelle, sono stati eseguiti cinque test di rilassamento a lungo termine monitorando l'evoluzione delle forze del bullone in cinque mesi.



a) Layout del test a lungo termine

b) Layout del test a breve e medio termine

Figura 2.33 - Layout dei test

Le prove sono state eseguite su collegamenti ad attrito simmetrico (SFC) composti da spessori (8 mm) rivestiti con un materiale di attrito (materiale M4), due piastre esterne zincate a caldo

(15 mm) in acciaio S275JR e un piatto interno realizzato in acciaio inox AISI 304. I piatti sono stati preserrati con bulloni M20 10,9 HV. Il precarico del bullone target per il dispositivo è stato fissato pari a 120 kN, in quanto precedenti test sugli SFC hanno evidenziato l'effetto benefico fornito dalla riduzione della sollecitazione del bullone ad un range di lavoro limitato a circa il 30-70% del precarico di prova. Per tutte le prove, i bulloni sono stati dotati di dispositivi di misurazione della forza. Nelle prove di breve e medio termine l'evoluzione del precarico nei bulloni è stata rilevata utilizzando una cella di carico “donut” (capacità massima FUTEK LYH500 222,4 kN. Per le prove a lungo termine sono stati utilizzati estensimetri incorporati nel gambo del bullone.

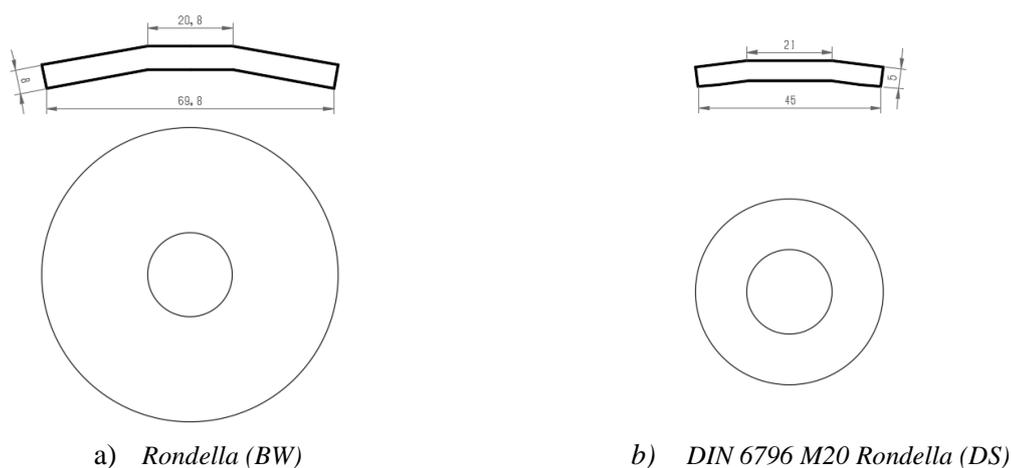


Figura 2.34 – Rondella di tipo Belleville

In alcuni test, al fine di ridurre la perdita di precarico, sono state impiegate rondelle Belleville aventi la forma di un disco conico (Figura 2.34). Per valutare l'efficacia di queste molle sulla riduzione della perdita di precarico, in questo lavoro sono state esaminate due diverse tipologie di molle a tazza di forma conica: le molle a tazza europee standardizzate per bulloni M20 (DS DIN 6796 [54]) e un tipo personalizzato di rondella Belleville (Big Washer, BW). Le molle a tazza personalizzate sono preimpostate in officina. Ciò significa che sono completamente appiattite in fabbrica per indurire il materiale, assicurando un comportamento forza-spostamento perfettamente elastico. Al contrario, la tipologia europea di molla a tazza standardizzata è tipicamente prodotta senza prerogolazione. Pertanto, è stato testato alternativamente nello stato “come consegnato” (non preimpostato), predisponendolo in laboratorio con macchina di prova universale.

Le molle personalizzate portano una forza pari a circa 120 kN. Al contrario, le molle a tazza europee conformi alla DIN6796 hanno un carico di appiattimento di circa 70 kN. Come suddetto, nel presente studio sono state testate quattro diverse configurazioni di rondelle. Gli schemi descritti in Figure 2.35 sono stati testati: i) una configurazione con rondella piana (FW) conforme alla EN14399-6 [55]; ii) una configurazione con una coppia di rondelle Belleville personalizzate (BW) preimpostate installate sia sotto la testa del bullone che sotto il dado; iii) un impilamento di 3 molle a tazza (3DS) in parallelo secondo DIN6796; iv) un impilamento di 3 molle a tazza in parallelo secondo DIN6796, preimpostate in laboratorio (3DSps).

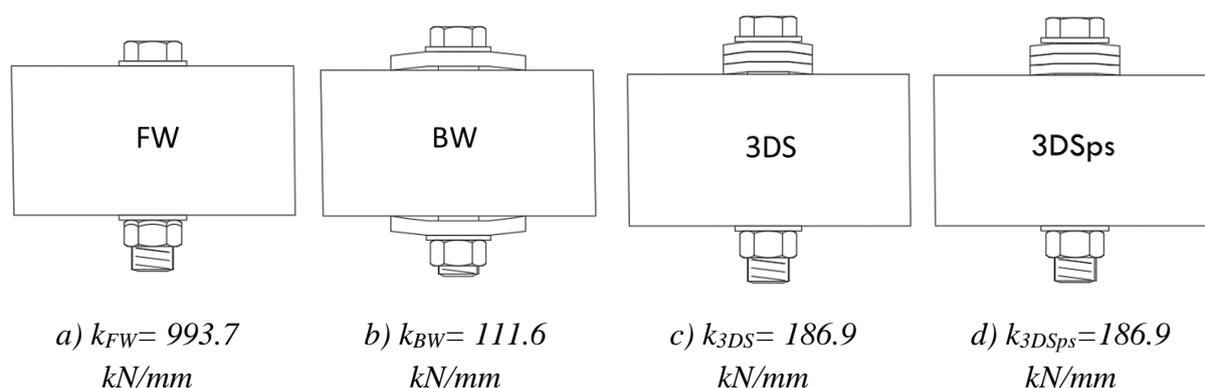


Figure 2.35 – Configurazioni delle rondelle esaminate

In questa sezione sono presentate tre campagne sperimentali per indagare i test a breve-medio e lungo termine. Tutti i test eseguiti sono stati denominati con stringhe di acronimo “ST-FW-TEST #”; dove le prime due lettere indicano il tipo di test, ST = a breve termine, MT = a medio termine e LT = a lungo termine; la seconda coppia di lettere individua le configurazioni dei bulloni, FW = Flat Washer, BW = Big Washer, 3DS = 3 Disk Springs e 3DSps = 3 Disk Springs Pre-Set e l'ultimo numero indica il numero di prova (1, 2, 3 ...). La stessa stringa è stata utilizzata per la prova con il carico esterno applicato aggiungendo la stringa EXLOAD (EXternal LOAD) dopo la configurazione del bullone. Ad esempio, l'etichetta "ST-BW-EXLOAD-TEST1" indica il Test 1 a breve termine (ST) sulla configurazione Big Washer (BW) con un carico applicato esternamente (EXLOAD). Il carico esterno applicato ai giunti a taglio a sovrapposizione è determinato secondo EN1090-2 per prove di scorrimento prolungato ed è pari a 120 kN.

2.4.2 Perdita di precarico a breve termine

Al fine di valutare il rilassamento a breve termine nella connessione bullonata proposta, sono stati eseguiti 20 test (estesi fino a 18h) sul Layout 2 (Figura 2.36). Per ogni configurazione sono stati eseguiti cinque test. Le configurazioni esaminate delle rondelle sono le seguenti: a) le rondelle standard EN14399-6 senza molle a tazza; b) molla a disco personalizzata (BS); c) rondelle DIN 6796 senza preregolazione (3DS); d) Rondelle DIN 6796 con preregolazione (3DSps). Quattro delle cinque prove sono state eseguite senza carichi esterni nella connessione (ST - ## - TEST #), e la quinta prova è stata eseguita applicando un carico esterno pari a 120 kN (ST - ## - EXLOAD-TEST #) al dissipatore ad attrito elementare. Questo per stimare, separatamente, l'influenza del carico di trazione esterno sulla perdita di precarico. Tutti i risultati del test sono riassunti nella Figura 2.36.

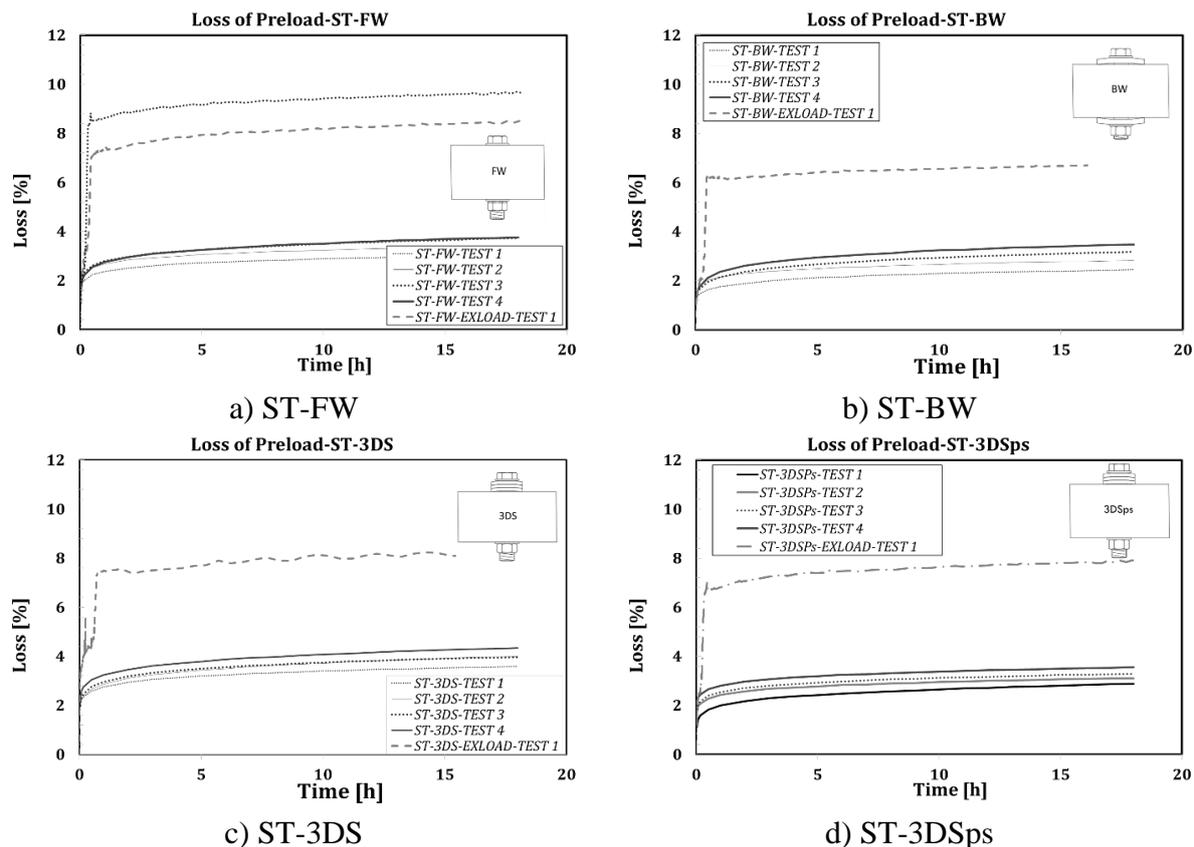


Figura 2.36 – Risultati dei test a breve termine

Quando un carico di trazione viene applicato al dissipatore (ST - ## - EXLOAD-TEST #), si verifica una perdita istantanea del precarico. Ciò è dovuto all'assestamento dei rivestimenti tra la testa del bullone e il dado e le filettature dei bulloni. Per lo più, il carico applicato esternamente si traduce in una perdita concentrata alla fine del processo di carico. Tutti i test, infatti, mostrano uno spostamento delle curve di perdita-tempo proporzionale al carico applicato.

Nelle Tabella 2.1-Tabella 2.4, la perdita di precarico che si verifica nei gruppi imbullonati è riportata in termini di parametri statistici (valore medio 5% e 95% di frattili) per le fasi temporali 1h, 6h, 12h e 18h. La perdita è stimata come percentuale del valore di picco iniziale (120kN). Inoltre, la perdita attesa in 50 anni viene calcolata in ogni fase temporale con un'estrapolazione logaritmica dei dati fino a quella fase temporale, secondo la procedura indicata nella EN 1090-2. Le ultime due colonne di ciascuna tabella riportano la perdita di precarico e la stima della perdita di 50 anni per la prova con carico di trazione applicato; in questo caso, a causa del campione limitato testato, la valutazione statistica non è stata possibile.

La perdita a breve termine sembra avere un'entità simile per ciascuna configurazione studiata quando i carichi esterni non vengono applicati all'insieme (3,4% in media). Quando si considera il carico esterno, la configurazione FW, 3DS e 3DSps mostrano un livello di perdita comparabile (rispettivamente 9,16%, 8,29% e 7,85%), mentre la configurazione BW mostra una perdita leggermente inferiore del 6,76%.

Tabella 2.1 - Configurazione della relazione a breve termine FW

ST-FW TEST 1-4									ST-FW-EXLOAD-TEST1-2	
Time	μ [%]	σ [%]	CV	Fractile 5% [kN]	Fractile 95% [kN]	Loss after 50 years			Loss [%]	Loss in 50 years [%]
						Fractile 5%	μ [%]	Fractile 95%		
1h	2.65%	0.17%	6.39%	2.29%	3.01%	5.24%	6.93%	6.90%	8.15%	12.80%
6h	3.12%	0.15%	4.71%	2.81%	3.44%	5.46%	6.57%	6.68%	8.71%	13.16%
12h	3.34%	0.26%	7.91%	2.78%	3.91%	5.05%	6.45%	7.10%	8.97%	13.13%
18h	3.49%	0.29%	8.40%	2.86%	4.11%	4.98%	6.42%	7.16%	9.16%	13.23%

Tabella 2.2 - Configurazione della relazione a breve termine BW

ST-BW TEST 1-4									ST-BW-EXLOAD-TEST 1	
Time	μ [%]	σ [%]	CV	Fractile 5% [kN]	Fractile 95% [kN]	Loss in 50 years			Loss [%]	Loss in 50 years [%]
						Fractile 5%	μ [%]	Fractile 95%		
1h	2.10%	0.22%	10.35%	1.64%	2.56%	4.28%	5.49%	6.70%	6.17%	6.31%
6h	2.61%	0.31%	12.06%	1.94%	3.28%	4.08%	5.49%	6.90%	6.48%	7.07%
12h	2.84%	0.36%	12.55%	2.08%	3.60%	4.02%	5.49%	6.96%	6.60%	9.91%
18h	2.98%	0.39%	12.96%	2.16%	3.80%	3.97%	5.49%	7.00%	6.76%	9.22%

Tabella 2.3 - Configurazione della relazione a breve termine 3DS

ST-BW TEST 1-4									ST-BW-EXLOAD-TEST 1	
Time	μ [%]	σ [%]	CV	Fractile 5% [kN]	Fractile 95% [kN]	Loss in 50 years			Loss [%]	Loss in 50 years [%]
						Fractile 5%	μ [%]	Fractile 95%		
1h	2.96%	0.18%	6.08%	2.57%	3.34%	6.05%	6.95%	7.85%	7.55%	15.23%
6h	3.54%	0.22%	6.30%	3.07%	4.02%	6.01%	6.94%	7.88%	7.95%	13.38%
12h	3.81%	0.24%	6.39%	3.29%	4.33%	6.00%	6.95%	7.89%	8.12%	12.83%
18h	3.97%	0.27%	6.69%	3.40%	4.54%	5.96%	6.95%	7.94%	8.29%	12.59%

Tabella 2.4 - Configurazione della relazione a breve termine 3DSps

ST-3DSps TEST 1-4									ST-3DSps-EXLOAD-TEST 1	
Time	μ [%]	σ [%]	CV	Fractile 5% [kN]	Fractile 95% [kN]	Loss after 50 years			Loss [%]	Loss in 50 years [%]
						Fractile 5%	μ [%]	Fractile 95%		
1h	2.44%	0.29%	11.98%	1.82%	3.07%	4.13%	5.55%	6.97%	6.87%	12.28%
6h	2.88%	0.28%	9.56%	2.30%	3.47%	2.22%	5.52%	6.65%	7.47%	11.16%
12h	3.07%	0.26%	8.49%	2.52%	3.63%	4.51%	5.51%	6.51%	7.72%	11.18%
18h	3.20%	0.25%	7.76%	2.67%	3.73%	4.59%	5.50%	6.41%	7.85%	11.21%

6.4.3 Perdita di precarico a medio termine

Seguendo lo stesso approccio adottato per le prove di breve durata e lo stesso layout, sono state eseguite quattro prove di rilassamento a medio termine, monitorando l'evoluzione della forza del bullone, fino a 30 giorni (720 ore). I test di medio termine hanno l'obiettivo principale di identificare la perdita che si manifesta nelle prime ore / giorni dopo il serraggio. Tuttavia, i test

sono stati prolungati molto più a lungo per avere un'idea del tempo di stabilizzazione della perdita. I risultati riportati in Figura 2.37 sono sempre confrontati con il caso in cui viene applicato un carico di trazione esterno nel provino (MT - ## - EXLOAD-TEST #).

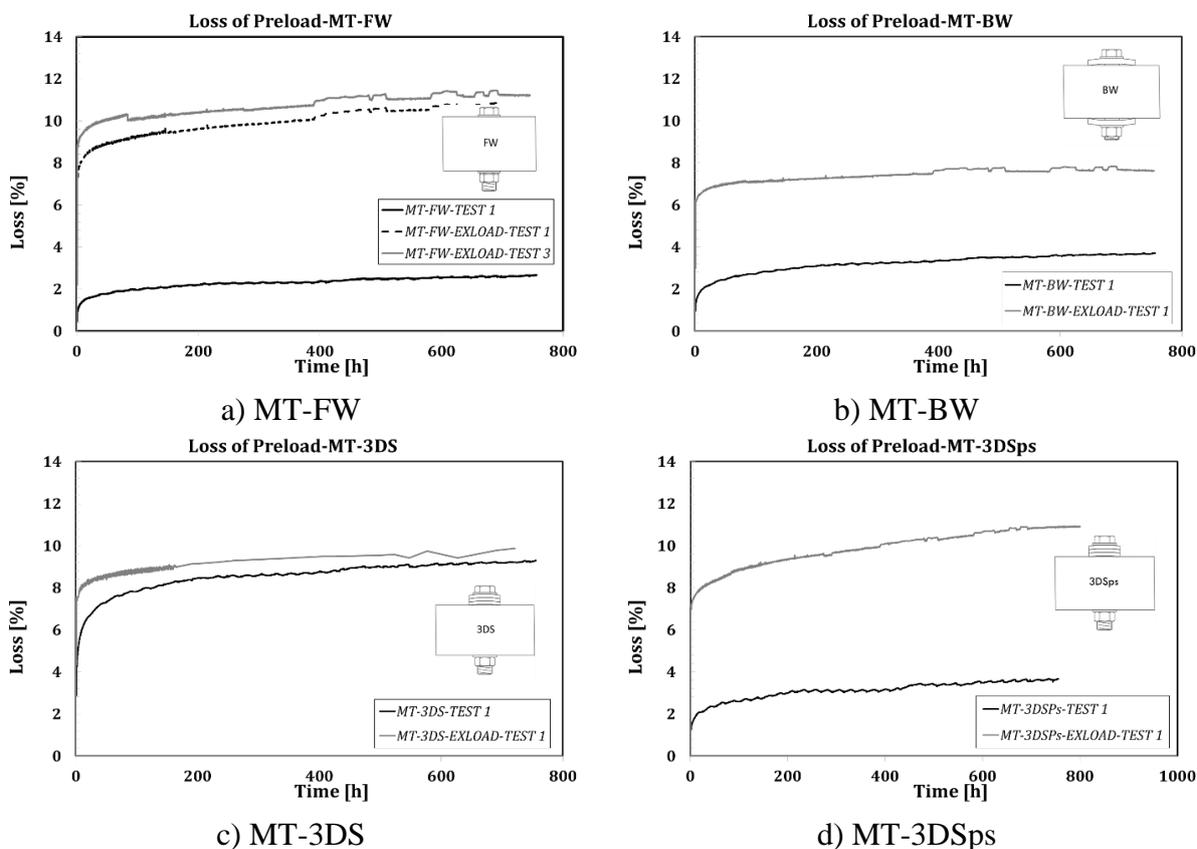


Figura 2.37 - Risultati dei test a medio-termine.

Nella Tabella 2.5 sono forniti i risultati per i test con e senza i carichi esterni. Per il montaggio con FW, con carico applicato esternamente, sono disponibili due prove. Quindi, i valori si riferiscono alla media, utilizzando uno studio di regressione che fornisce le perdite attese in 50 anni sulla base dei test di rilassamento di 30 giorni. La tabella riporta entrambi i casi, quello con carico esterno (MT - ## - EXLOAD-TEST #) e quello senza (MT - ## - TEST #).

Tabella 2.5: Sommario dei test a medio-termine

Time	MT-FW		MT-FW-EXLOAD		MT-BW		MT-BW-EXLOAD		MT-3DS		MT-3DS-EXLOAD		MT-3DSps		MT-3DSps-EXLOAD	
	Loss [%]	50y Loss [%]	Loss [%]	50y Loss [%]	Loss [%]	50y Loss [%]	Loss [%]	50y Loss [%]	Loss [%]	50y Loss [%]	Loss [%]	50y Loss [%]	Loss [%]	50y Loss [%]	Loss [%]	50y Loss [%]
1h	0.89	0.9	8.62	12.54	1.22	4.18	6.17	6.31	3.8	13.99	7.55	16.23	1.17	4.12	6.82	12.28
6h	1.31	2.77	9.27	12.82	1.76	4.75	6.48	7.07	5.54	15.81	7.95	13.38	1.69	4.68	7.48	11.17
12h	1.48	3.17	9.49	12.85	1.99	5.00	6.60	9.19	6.17	15.94	8.12	12.84	1.92	4.94	7.73	11.17
18h	1.56	3.43	9.64	12.93	2.13	5.13	6.76	9.22	6.72	15.94	8.29	12.59	2.08	5.18	7.85	11.22
24h	1.6	4.18	9.77	13.00	2.2	5.13	6.81	7.75	6.72	15.82	8.41	12.19	2.10	5.18	8.00	11.48
7d	2.15	4.01	10.31	12.93	2.45	5.78	7.21	8.61	8.27	14.84	9.00	11.73	2.44	5.49	9.22	12.44
15d	2.32	4.19	10.70	12.97	3.29	6.06	7.47	9.11	8.65	14.28	9.35	11.78	3.10	5.87	9.90	15.92
30d	2.59	4.35	11.22	13.61	3.67	6.33	7.65	9.08	9.21	13.92	9.87	11.88	3.60	6.12	10.84	15.97

A livello globale non c'è una differenza significativa tra la perdita per gli assiemi FW, BW e 3DSps quando non vengono applicati carichi esterni. Al contrario, appare una perdita maggiore per l'assieme 3DS (9,21%), che è anche piuttosto vicina alla perdita subita quando si applica un carico esterno per lo stesso assieme (9,87%). Tuttavia, a causa del numero limitato di test, è piuttosto difficile generalizzare la risposta a medio termine.

2.4.3 Perdita di precarico a lungo termine

I test a lungo termine sono stati effettuati monitorando la perdita di precarico per un periodo di cinque mesi. I test sono stati eseguiti seguendo il protocollo per i test di “creep” estesi, secondo EN 1090-2. Lo scopo dell'approccio codificato è quello di individuare la pendenza della curva spostamento-log tempo, definendo, per estrapolazione, la perdita che si verifica nel tempo target. Nei test presentati in questo lavoro, la stabilizzazione è avvenuta dopo circa 2-3 mesi. Questo risultato è coerente con i risultati di altri autori, i quali, su dettagli simili, hanno scoperto che la stabilizzazione avviene solitamente prima dei 4 mesi [49]. Le prove sono state eseguite in una stanza a temperatura controllata con una temperatura costante di 20 ° C per tutta la durata della prova. L'obiettivo era misurare la variazione di deformazione subita dai bulloni, al fine di quantificare l'entità della perdita in un periodo di tempo a lungo termine tenendo conto dell'influenza del carico di servizio definito secondo EN 1090-2. Le misurazioni sono state registrate continuamente per cinque mesi prima e dopo l'applicazione del carico di trazione. Al fine di tracciare gli spostamenti del piatto dovuti allo scorrimento, sono stati posizionati sui provini sei indicatori (indicatore Digimatic ID-C112X / 1012X) con una precisione di 0,0025 mm. Sono stati inseriti dispositivi che misurano gli spostamenti relativi tra piatto interno e dissipatore ad attrito e gli spostamenti relativi tra piatto esterno e dissipatori ad attrito, che sono molto al di sotto della limitazione data dalla EN1090-2. Sono stati adottati sei dispositivi per controllare sia gli spostamenti relativi che quelli totali. Immediatamente dopo il serraggio dei bulloni, i sub assemblaggi sono stati inseriti nella macchina e il carico assiale di trazione è stato applicato. Le perdite di precarico ottenute durante cinque mesi, espresse come percentuale del precarico iniziale del bullone, sono riportate in Figura 2.38.

Nel complesso, non c'è una differenza notevole tra i risultati per FW, 3DS e 3DSps, il che sta confermando i risultati già discussi per i test a breve e medio termine. La maggiore perdita di bulloni può essere rilevata per la configurazione con rondelle piatte, che stanno perdendo l'11,9% -12,3%. Ciò è in linea con i risultati attesi poiché non vi è alcuna possibilità per la rondella standard di compensare la perdita nel bullone. L'assemblaggio 3DS mostra una perdita dell'11,3%, che è ancora simile all'assemblaggio FW, in questo caso la mancanza di prerregolazione delle molle a tazza le rende meno adatte all'applicazione corrente. Tuttavia, anche la configurazione 3DSps mostra risultati simili (11,6% in 5 mesi); in effetti, una perdita di precarico simile è stata registrata per questa configurazione. Il risultato ottenuto per il 3DSps (Belleville DIN6796) indica che, in questo caso, la perdita di precarico non è influenzata dalla procedura di pre-taratura. Con la configurazione BW si osserva una minore riduzione della perdita di precarico. Infatti, l'assemblaggio BW mostra una minore perdita di precarico in 5 mesi (7,4%). Questo risultato è in linea con la perdita di breve e medio termine presentata nei paragrafi precedenti. Tuttavia, per questo caso, l'evoluzione della perdita è leggermente diversa dagli altri casi. In effetti, la pendenza della perdita non è sempre positiva. Questo può essere il risultato del

rilassamento, che porta a un lento scarico della rondella, che compensa la perdita di tensione nel bullone. Ciò può richiedere che la tensione del bullone diminuisca finché non è consentito lo scorrimento del bordo delle rondelle grandi sulla piastra inferiore.

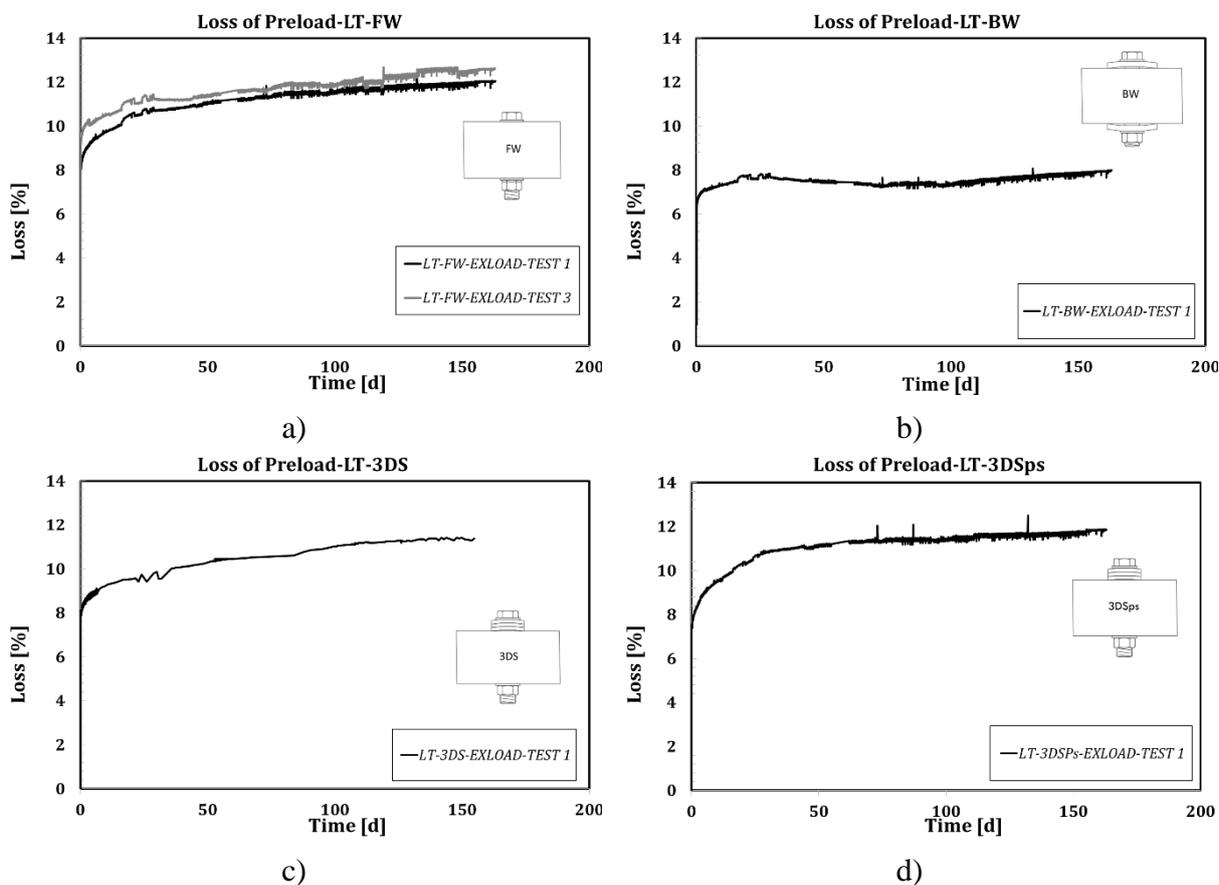


Figura 2.38 – Risultati dei test a lungo termine

Maggiori dettagli sull'influenza di questo tipo di rondella sul precarico possono essere trovati in [56]. Da sottolineare che le prove sperimentali presentate, seppur in numero limitato, stanno confermando ed estendendo i risultati ottenuti in prove precedenti su dettagli simili [57]-[58]. Da notare che in tutti i casi esaminati la perdita di pretensione iniziale del bullone non è mai stata superiore al 16% del precarico di installazione. Dal punto di vista progettuale, questa informazione è molto importante perché evidenzia la necessità di adottare un fattore di sicurezza parziale relativo alla perdita di pretensione del bullone, che, sulla base delle analisi eseguite, potrebbe essere fissato conservativamente pari a 1,16. Dal punto di vista pratico, significa che per assicurare che i dispositivi non scorrano durante la vita prevista della struttura, i bulloni devono essere inizialmente precaricati con coppie di serraggio superiori del 16%.

2.5 PROGETTO E MODELLAZIONE AVANZATA DEI DISSIPATORI AD ATTRITO

2.5.1 Valori di progetto del coefficiente d'attrito e modelli di regressione

Al fine di fornire uno strumento veloce per la progettazione o modellare i dispositivi con i tre materiali di rivestimento che sono stati maggiormente studiati durante il progetto di ricerca FREEDAM (M1, M4 e M6), è stata condotta un'analisi di regressione dei dati di prova a bassa velocità (frattili del limite medio e superiore / inferiore). Per semplicità, sono considerati i dati dei test a bassa velocità perché, come mostrato in precedenza, forniscono la risposta più conservativa in termini di degrado ciclico. I risultati dello studio di regressione sono riassunti in Tabella 2.6. Il coefficiente d'attrito è espresso in funzione della corsa cumulativa attraverso la seguente equazione:

$$\begin{aligned} \mu_{eff} &= A_0 \delta_t^2 + B_0 \delta_t + C_0 && \text{if } \delta_t < k \\ \mu_{eff} &= A_1 \delta_t^2 + B_1 \delta_t + C_1 && \text{if } k < \delta_t < 400 \text{ mm} \\ \mu_{eff} &= A_2 \delta_t^2 + B_2 \delta_t + C_2 && \text{if } 400 < \delta_t < 1500 \text{ mm} \\ \mu_{eff} &= A_3 \delta_t^2 + B_3 \delta_t + C_3 && \text{if } 1500 < \delta_t < 4000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabella 2.6: Risultati dello studio di regressione

	<u>Material M1</u>			<u>Material M4</u>			<u>Material M6</u>		
	<i>Fractile 5%</i>	<i>average</i>	<i>Fractile 95%</i>	<i>Fractile 5%</i>	<i>average</i>	<i>Fractile 95%</i>	<i>Fractile 5%</i>	<i>average</i>	<i>Fractile 95%</i>
A_0	0	0	0	$6.35 \cdot 10^{-5}$	$7.34 \cdot 10^{-5}$	$7.934 \cdot 10^{-5}$	$1.2 \cdot 10^{-4}$	$9.83 \cdot 10^{-5}$	$8 \cdot 10^{-5}$
B_0	$-7.2 \cdot 10^{-3}$	$7.6 \cdot 10^{-3}$	$7.9 \cdot 10^{-3}$	$-6.35 \cdot 10^{-3}$	$-7.34 \cdot 10^{-3}$	$-7.934 \cdot 10^{-3}$	$-6.7 \cdot 10^{-3}$	$-6.84 \cdot 10^{-3}$	$-7.1 \cdot 10^{-3}$
C_0	0.61	0.69	0.79	0.69	0.76	0.84	0.52	0.60	0.68
A_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_1	$2 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-4}$	0	0	0	0	$-4.3 \cdot 10^{-5}$	$-2.11 \cdot 10^{-5}$	$-8.69 \cdot 10^{-7}$
C_1	0.43	0.50	0.59	0.53	0.58	0.64	0.487	0.504	0.521
A_2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_2	$-1.1 \cdot 10^{-4}$	$-1.6 \cdot 10^{-4}$	$-1.1 \cdot 10^{-4}$	$-1.233 \cdot 10^{-4}$	$-9.096 \cdot 10^{-5}$	$-7.37 \cdot 10^{-5}$	$-3.63 \cdot 10^{-5}$	$-3.01 \cdot 10^{-5}$	$-2.39 \cdot 10^{-5}$
C_2	0.55	0.64	0.63	0.579	0.616	0.669	0.484	0.508	0.532
A_3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_3	$-4 \cdot 10^{-5}$	$-3 \cdot 10^{-5}$	$-5 \cdot 10^{-5}$	$-5.32 \cdot 10^{-5}$	$-4.41 \cdot 10^{-5}$	$-3.09 \cdot 10^{-5}$	0	0	0
C_3	0.45	0.44	0.54	0.474	0.545	0.604	0.43	0.463	0.496
k		25			50			50	

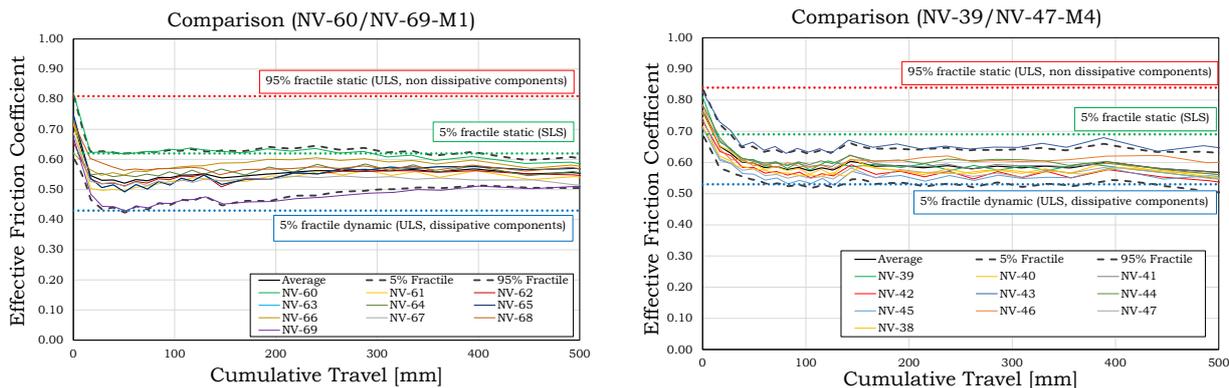
Inoltre, iniziando dai risultati ottenuti nelle sezioni precedenti, sono stati derivati i principali parametri da utilizzare per il progetto delle connessioni dissipative con i tre materiali descritti in questo documento. Come accennato in precedenza, il progetto di un dispositivo ad attrito richiede almeno tre diversi valori del coefficiente di attrito, che sono: il valore da utilizzare per le verifiche allo stato limite di esercizio, il valore per progettare la resistenza dei dissipatori e il valore limite

superiore del coefficiente di attrito per progettare le parti non dissipative della struttura (in caso di struttura a basso danneggiamento sono collegamenti, travi e colonne). In particolare, affrontando le verifiche SLS, è necessario assicurarsi che i collegamenti ad attrito non si attivino al verificarsi di condizioni di carico statico o al verificarsi di eventi sismici moderati. In tutte queste combinazioni di carico, deve essere utilizzato il valore caratteristico del coefficiente di attrito statico. Per quanto riguarda i dissipatori, per garantire una corretta dissipazione di energia a SLU è necessario considerare il valore minimo atteso del coefficiente di attrito dinamico, ovvero il valore caratteristico del coefficiente di attrito dinamico. Inoltre, per la progettazione ULS delle parti non dissipative della struttura, che in questo caso sono rappresentate dalle travi, dalle colonne e dagli elementi di raccordo, si deve considerare il valore atteso più alto del coefficiente di attrito statico, ovvero il 95 % frattile del coefficiente di attrito statico. Questo è infatti il valore massimo possibile che, dal punto di vista statistico, gli elementi non dissipativi devono sopportare, prima che si verifichi lo scorrimento dei dispositivi dissipativi. A questo scopo, per uno qualsiasi dei tre materiali, per ogni set di 10 dati, sono stati valutati i valori effettivi ed effettivi dei coefficienti di attrito statico, riassumendo i risultati in Tabella 2.7.

Tabella 2.7: Variazione statistica del coefficiente d’attrito statico

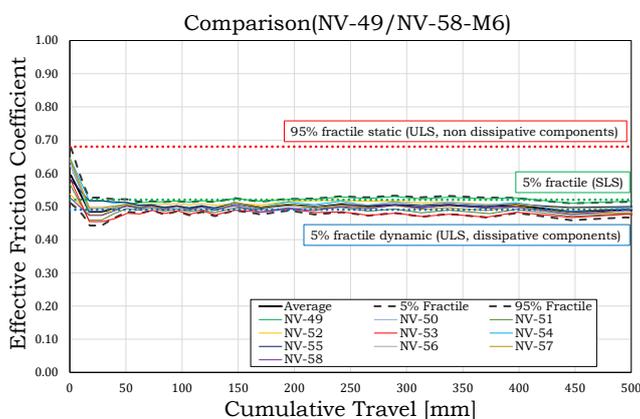
<i>Material M1</i>				<i>Material M4</i>				<i>Material M6</i>			
<i>TEST n°</i>		<i>μ_{0,effective}</i>	<i>μ_{0,actual}</i>	<i>TEST n°</i>		<i>μ_{0,effective}</i>	<i>μ_{0,actual}</i>	<i>TEST n°</i>		<i>μ_{0,effective}</i>	<i>μ_{0,actual}</i>
<i>NV</i>	60	0.82	0.84	<i>NV</i>	38	0.72	0.74	<i>NV</i>	49	0.64	0.65
<i>NV</i>	61	0.72	0.73	<i>NV</i>	39	0.81	0.85	<i>NV</i>	50	0.63	0.63
<i>NV</i>	62	0.66	0.67	<i>NV</i>	40	0.76	0.81	<i>NV</i>	51	0.57	0.57
<i>NV</i>	63	0.75	0.77	<i>NV</i>	41	0.77	0.80	<i>NV</i>	52	0.54	0.55
<i>NV</i>	64	0.73	0.75	<i>NV</i>	42	0.73	0.76	<i>NV</i>	53	0.59	0.59
<i>NV</i>	65	0.75	0.77	<i>NV</i>	43	0.83	0.86	<i>NV</i>	54	0.65	0.65
<i>NV</i>	66	0.62	0.62	<i>NV</i>	44	0.79	0.82	<i>NV</i>	55	0.58	0.59
<i>NV</i>	67	0.69	0.70	<i>NV</i>	45	0.71	0.74	<i>NV</i>	56	0.64	0.65
<i>NV</i>	68	0.72	0.74	<i>NV</i>	46	0.78	0.81	<i>NV</i>	57	0.65	0.65
<i>NV</i>	69	0.67	0.69	<i>NV</i>	47	0.74	0.77	<i>NV</i>	58	0.53	0.53
<i>MEAN</i>		0.71	0.73	<i>MEAN</i>		0.76	0.79	<i>MEAN</i>		0.60	0.61
<i>DEV ST</i>		0.06	0.061	<i>DEV ST</i>		0.04	0.041	<i>DEV ST</i>		0.05	0.047
<i>CV</i>		0.08	0.084	<i>CV</i>		0.05	0.052	<i>CV</i>		0.08	0.077
<i>Fractile 5%</i>		0.62	0.61	<i>Fractile 5%</i>		0.69	0.72	<i>Fractile 5%</i>		0.52	0.52
<i>Fractile 95%</i>		0.81	0.85	<i>Fractile 95%</i>		0.84	0.87	<i>Fractile 95%</i>		0.68	0.70

Come descritto in precedenza, questi valori, unitamente al 5% di frattili dei coefficienti di attrito dinamico valutati in corrispondenza del primo ciclo stabilizzato, rappresentano i valori necessari per progettare le connessioni ad attrito.



a) Sequenza di applicazione della coppia torcente

b) Diagramma tipico coppia torcente vs precarico



c) Sequenza di applicazione della coppia torcente

Figura 2.39 – Valori di Progetto del coefficiente d’attrito per i materiali esaminati

I significati di questi coefficienti d’attrito sono rappresentati in Figura 2.39, mentre per semplicità, sono riassunti in Tabella 2.8.

Tabella 2.8: Valori di progetto dei coefficienti d’attrito

Materiale M1		Materiale M4		Materiale M6	
Progetto FC	$\mu_{0,d}$	Progetto FC	$\mu_{0,d}$	Progetto FC	$\mu_{0,d}$
Static 5% fractile	0.62	Static 5% fractile	0.69	Static 5% fractile	0.52
Static 95% fractile	0.81	Static 95% fractile	0.84	Static 95% fractile	0.68
Dynamic 5% fractile	0.43	Dynamic 5%	0.53	Dynamic 5% fractile	0.49

2.6 BIBLIOGRAFIA

- [1] Kelly, J., Skinner, R. & Heine, A., 1972. Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures. *Bullettin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 5(3), pp.63-88.
- [2] Skinner, R., Kelly, J. & Heine, A., 1975. Hysteresis Dampers for Earthquake Resistant Structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3, pp.287-96.
- [3] Aiken, I., Nims, D., Whittaker, A. & Kelly, J., 1993. Testing of Passive Energy Dissipation Systems. *Earthquake Spectra*, 9(3).
- [4] Christopoulos, C. & Filiatrault, A., 2006. *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. Pavia: IUSS PRESS.
- [5] Soong, T. & Spencer Jr, B., 2002. Supplemental Energy Dissipation: State-of-the-Art and State-of-the-Practice. *Engineering Structures*, 24, pp.243-59.
- [6] Cahis, X., Bozzo, L., Foti, D. & Torres, L., 1997. An Energy Dissipating Device for Seismic Protection of Masonry Walls. In *L'ingegneria Sismica in Italia*. Taormina, Italia, 1997.
- [7] Kobori, T. et al., 1992. Development of Hysteresis Steel Dampers. In *Earthquake Engineering Tenth World Conference*, 1992.
- [8] Nakashima, M., 1995. Strain-Hardening Behavior of Shear Panels made of Low-yield Steel: Test. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 121(12), pp.1742-49.
- [9] Whittaker, A., Bertero, V., Alonso, J. & Thompson, C., 1989. UCB/EERC-89/02 Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements. Berkeley: College of Engineering University of California.
- [10] Alonso, J., 1989. *Mechanical Characteristics of X-Plate Energy Dissipators*. Berkeley: University of California.
- [11] Takenaka Komuten KK, 1989. ANTI-SEISMIC DAMPER USING BOLT DRIVE. Patent. Priority JP20211389A·1989-08-03
- [12] Grigorian CE, Yang TS, Popov EP. 1993 “Slotted bolted connection energy dissipators”. *Earthquake Spectra*. Vol.9, No.3, pp.491-504.
- [13] MacRae G.A., Clifton G.C., Mackinven H., Mago N., Butterworth J., Pampanin S. “The sliding hinge joint moment connection.” *Bulletin of New Zealand society for earthquake engineering*, vol.43, n.3, September 2010.
- [14] Khoo, H., Clifton, C. Butterworth, J. MacRae, G. Ferguson, G. 2012. “Influence of steel shim hardness on the sliding hinge joint performance”. *Journal of Constructional Steel Research*, 72, 119-129.
- [15] Pall, A. & Marsh, C., 1981. Response of Friction Damped Braced Frames. *Journal of the Structural Division*, 108(6), pp.1313-23.
- [16] Tremblay, R. & Stiemer, S., 1993. Energy Dissipation through Friction Bolted Connections in Concentrically Braced Steel Frames. *ATC 17-1 Seminar on Seismic Isolation*, 2, pp.557-68.
- [17] Mualla, I. & Belev, B., 2002. Seismic Response of Steel Frames Equipped with a New Friction Damper Device Under Earthquake Excitation. *Engineering Structures*, 24(3), pp.365-71.

- [18] Clifton GC, Butterworth JW, (2000). Moment-resisting steel framed seismic-resisting systems with semi-rigid connections 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
- [19] G. C. Clifton, J. Butterworth, and J. Weber, “Moment-resisting steel framed seismic-resisting systems with semi-rigid connections”, SESOC, vol. 11, no. 2, pp. 21–52, 1988.
- [20] MacRae G.A., Clifton G.C., Mackinven H., Mago N., Butterworth J., Pampanin S. “The sliding hinge joint moment connection.” Bulletin of New Zealand society for earthquake engineering, vol.43, n.3, September 2010.
- [21] S. Ramhormozian, G. Clifton, D. Cvitanich, S. Maetzig, and G. Macrae, “Recent Developments on the Sliding Hinge Joint,” in The 2016 New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) Annual Technical Conference, 2016.
- [22] S. Kishiki, S. Yamada, T. Takeuchi, K. Suzuki, E. Saeki, A. Wada. 2004. “New ductile steel frames limiting damage to connection elements at bottom flange of beam-ends: part 2 cyclic loading tests of frames with a concrete slab. Proc. 13th WCEE.
- [23] M. Latour, V. Piluso, and G. Rizzano, “Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads,” Eng. Struct., 2015.
- [24] M. Latour, V. Piluso, and G. Rizzano, “Experimental analysis of innovative dissipative bolted double split tee beam-to-column connections,” Steel Constr., 2011.
- [25] Cahis, X., Bozzo, L., Foti, D. & Torres, L., 1997. An Energy Dissipating Device for Seismic Protection of Masonry Walls. In L'ingegneria Sismica in Italia. Taormina, Italia, 1997.
- [26] EUROCODE 0. Basis of structural design. CEN, 2010.
- [27] EN 1090-2. Execution of steel structures and aluminium structures: technical requirements for steel structures. CEN, 2008.
- [28] Bowden, F. & Tabor, D., 1950. The Friction and Lubrication of Solids: part I. Oxford: Oxford University Press.
- [29] Halling, J., 1978. Principles of Tribology. London: Macmillan Education LTD.
- [30] Persson, B., 2000. Sliding Friction. Berlin: Springer.
- [31] Zhang, S., 1998. State-of-the art of Polymer Tribology. Tribology International, 31, pp.49-60.
- [32] Schallamach, A., 1958. Friction and Abrasion of Rubber. Wear, 1, pp.384-417.
- [33] Shooter, K. & Thomas, R., 1952. Frictional Properties of some Plastics. Research, 2, pp.533-39.
- [34] Rees, B., 1957. Static Friction of Bulk Polymers over a Temperature Range. Research, 10, pp.331-38.
- [35] Schallamach, A., 1952. The Load Dependence of Rubber Friction. In Phys Soc., 1952
- [36] Thirion, P., 1948. Les Coefficients d'Adherence du Caoutchouc. Rubber Chemistry and Technology, 21, pp.505-15.
- [37] Ratner, S. & Sokolskaya, V., 1956. The Influence of the Hardness of Rubber on its Coefficient of Static Friction without Lubrication. Rubber Chem. Technol., 29, pp.829-33.
- [38] Mualla, I., 2000. “Experimental evaluation of new friction damper device”. 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
- [39] Voiculescu, D., Dalban, C., 1999. “Behaviour of steel concentrically braced frames with friction dissipation devices”. SDSS '99, Timisoara, Romania.

- [40] Ono, S., Nakahira, K., Tsujioka, S., Uno, N., 1996. “Energy absorption capacity of thermally sprayed aluminum friction dampers”. *Journal of Thermal Spray Technology*, 5(3), 303-309.
- [41] C. Heistermann, M. Veljkovic, R. Simões, C. Rebelo, L. Simões da Silva. (2013). Design of slip resistant lap joints with long open slotted holes. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 82, March 2013, Pages 223-233
- [42] M.Pavlović, C. Heistermann, M. Veljković, D.l Pak, M. Feldmann, C. Rebelo, L. Simões da Silva. (2015). Friction connection vs. ring flange connection in steel towers for wind converters. *Engineering Structures*, Volume 98, 1 September 2015, Pages 151-162
- [43] Latour M, Piluso V, Rizzano G. (2014). Experimental Analysis of Friction Materials for supplemental damping devices. *Construction and Building Materials*.
- [44] Voiculescu, D., Dalban, C., 1999. “Behaviour of steel concentrically braced frames with friction dissipation devices”. SDSS '99, Timisoara, RomaniaZealand.
- [45] EN10088-1, 2005. Part 1: List of stainless steels
- [46] EN 14399-4 (2006). High-strength structural bolting assemblies for preloading –Part 4: System HV –Hexagon bolt and nut assemblies
- [47] EN 15129, (2009). Anti-seismic devices
- [48] G. P. Davet, “Using Belleville Springs To Maintain Bolt Preload,” 1997.
- [49] C. Heistermann, “Behaviour of Pretensioned Bolts in Friction Connections,” 2011.
- [50] C. Heistermann, M. Veljkovic, R. Simões, C. Rebelo, and L. Simões da Silva, “Design of slip resistant lap joints with long open slotted holes,” *Journal of Constructional Steel Research*, 2013.
- [51] M. Veljkovic, “Achievements of HISTWIN project,” 2015.
- [52] “FINITE ELEMENT ANALYSIS OF LAP JOINTS.” [Online]. Available: https://www.steelconstruct.com//gsPublications/Eurosteel2014-Christine_Heistermann.pdf. [Accessed: 11-Apr-2016].
- [53] C. Heistermann, “Resistance of Friction Connections with Open Slotted Holes in Towers for Wind Turbines,” 2014.
- [54] “DIN 6796. Conical spring washers for bolted connections.”
- [55] CEN, “EN 14399-6. High-strength structural bolting assemblies for preloading - Part 6: Plain chamfered washers,” no. June, 2006.
- [56] S. Ramhormozian, G. C. Clifton, G. A. MacRae, and G. P. Davet, “Stiffness-based approach for Belleville springs use in friction sliding structural connections,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 138, pp. 340–356, Nov. 2017.
- [57] M. D’Antimo, J.-F. Demonceau, M. Latour, G. Rizzano, and J.-P. Jaspart, “Experimental investigation of the creep effect on prestressed bolts used in innovative friction connections,” *Ce/Papers*, vol. 1, no. 2–3, pp. 580–589, 2017.
- [58] G. Ferrante Cavallaro, M. Latour, A. B. Francavilla, V. Piluso, and G. Rizzano, “Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 141, pp. 145–155, 2018.

CAPITOLO 3

SVILUPPO DELLE CONNESSIONI FREEDAM

3.1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni, la comunità scientifica ha mostrato grande interesse per l'utilizzo di dispositivi antisismici sostituibili introdotti nei collegamenti trave-colonna [1-11] poiché essi mostrano una alta capacità di dissipare energia ed una conseguente riduzione della domanda di duttilità globale e locale. Ad oggi, è stata proposta una grande varietà di dissipatori fornendo sistemi basati sull'attivazione di semplici meccanismi dissipativi come lo snervamento dei metalli, l'attrito e la viscosità dei fluidi [12,13]. L'applicazione di questi dispositivi è stata maggiormente suggerita nell'ambito delle strategie di progetto basate sulla dissipazione supplementare di energia.

Ciononostante, sebbene l'introduzione dei dispositivi antisismici riduca il danno strutturale, gli spostamenti laterali che sono necessari per attivare i dissipatori portano al danneggiamento dei principali elementi strutturali che possono poi essere difficilmente riparati.

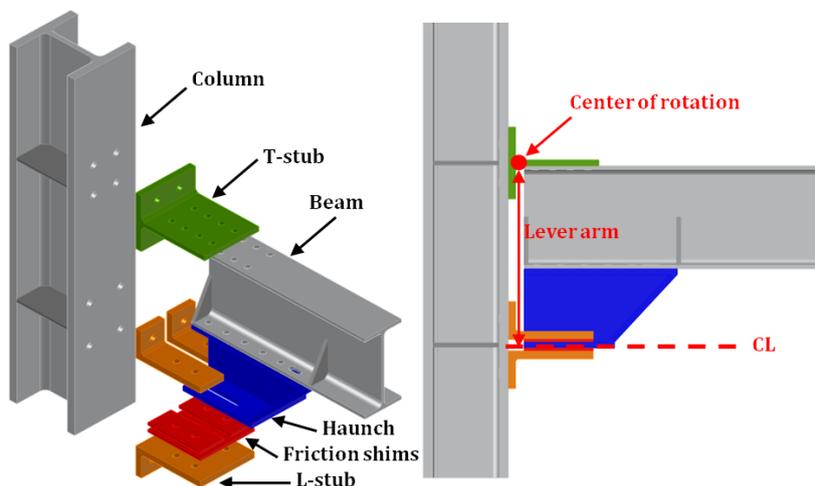
Per tale motivo, recentemente è stato proposto un nuovo approccio basato sull'idea di adottare nelle strutture in acciaio, collegamenti equipaggiati con dissipatori che permettono una significativa riduzione del danno strutturale. In tale tipologia nodale rientrano, ad esempio, gli “Sliding Hinge Joint” (SHJ) sviluppati all'Università di Auckland a partire dal 2004 [14-20]. Questi nodi, quando utilizzati in strutture a telaio, consentono grandi rotazioni plastiche del nodo trave-colonna mediante lo scorrimento di un dissipatore ad attrito asimmetrico (AFDs) posizionato in corrispondenza della flangia inferiore della trave [21-24]. Questa tipologia nodale, essendo rigida e a parziale ripristino di resistenza, permette di limitare lo spostamento laterale della struttura e, contemporaneamente, di proteggere dallo snervamento l'estremità della trave e di evitare un sovradimensionamento della colonna derivante dall'applicazione dei criteri di gerarchia trave-colonna previsti dalle norme.

Recentemente, nell'ambito di un importante lavoro di ricerca volto allo sviluppo, al progetto e alla sperimentazione di collegamenti trave-colonna dotati di dissipatori ad attrito, sono stati proposti collegamenti trave-colonna con un layout basato sull'introduzione di dissipatori ad attrito simmetrici (SFDs) [25-35]. Questo tipo di connessione permette di ottenere gli stessi benefici forniti dai nodi tipo SHJ (rigidezza, resistenza, duttilità ed alta capacità di dissipare energia) mediante l'uso di un kit completamente realizzato in officina e poi bullonato agli elementi strutturali direttamente in sito. Il più grande vantaggio dell'utilizzo di un kit industrializzato è il preciso controllo della qualità del piatto rivestito con il materiale ad attrito e della procedura di serraggio. Infatti, questi due aspetti sono fondamentali per il corretto funzionamento del dispositivo ad attrito e necessitano di stretto controllo durante il processo di produzione. Con l'obiettivo di assicurare il disassemblaggio del dispositivo ad attrito, esso è realizzato mediante un ringrosso asolato bullonato alla flangia della trave, agli angolari ed al piatto rivestito con materiale ad attrito tramite bulloni ad alta resistenza adatti al preserraggio.

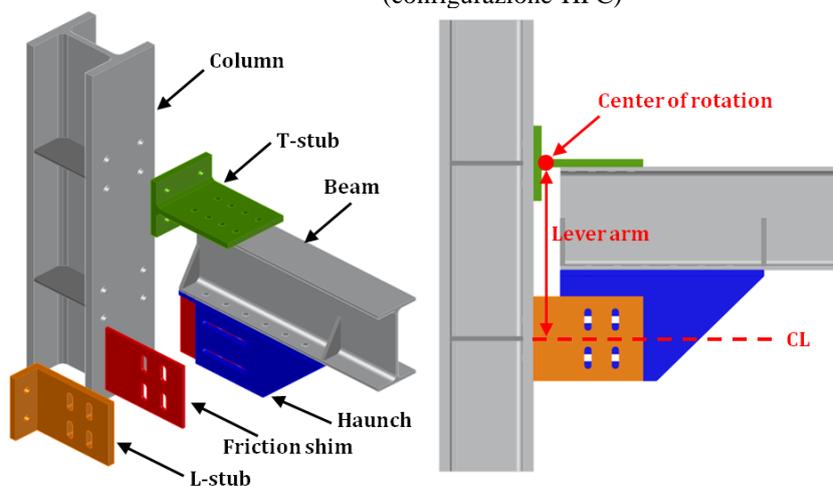
Sono state analizzate due diverse configurazioni denominate “configurazione-HFC” in cui il ringrosso è parallelo alla flangia della trave e “configurazione-VFC” dove il ringrosso è ortogonale alla flangia della trave (Fig. 3.1).

Quando sollecitato a flessione, il nodo è forzato a ruotare intorno ad un punto situato alla base dell’anima del T-stub superiore e la capacità di dissipare energia è fornita dallo scorrimento del ringrosso lungo il piatto rivestito con materiale ad attrito.

Un altro vantaggio legato all’utilizzo del ringrosso è dato dalla possibilità di incrementare il braccio di leva e di ridurre, conseguentemente, la forza da trasmettere ai dissipatori ad attrito per soddisfare i requisiti agli stati limiti di esercizio.



a) Collegamento ad attrito equipaggiato con l’asse del dissipatore parallelo alla flangia della trave (configurazione-HFC)



b) Collegamento ad attrito equipaggiato con l’asse del dissipatore parallelo all’anima della trave (configurazione-VFC)

Figura 3.1 – Layout dei collegamenti con dissipatori ad attrito (SFD)

Studi sperimentali rivolti all’analisi di questa specifica tipologia nodale hanno posto l’attenzione su importanti aspetti legati al comportamento nodale, come la risposta dei piatti ad attrito quando sollecitati da storie di spostamenti cicliche, il comportamento dei bulloni precaricati in fase di installazione ed in esercizio, la modellazione agli elementi finiti (modelli FEM) dei collegamenti trave-colonna con dissipatori ad attrito e la risposta della componente ad attrito quando soggetta ad impatti [25-36].

Nell’ambito del progetto FREEDAM è stata posta l’attenzione sui sotto-assemblaggi capaci di rappresentare il comportamento dei nodi interni ed esterni di un telaio reale, ed in particolare è stata svolta un’ampia campagna di prove con l’obiettivo di valutare sperimentalmente la risposta dei nodi ad attrito.

I risultati dei test sperimentali hanno permesso la validazione dei criteri di progetto per i nodi ad attrito sviluppati durante il progetto e la calibrazione dei modelli FEM utilizzati per studi parametrici. In particolare, il principale obiettivo dell’attività sperimentale è verificare la capacità di dissipare l’energia sismica in ingresso senza danneggiamenti della connessione trave-colonna proposta. A tal scopo, sono stati eseguiti 16 prove sperimentali. In particolare, sono state eseguite 8 prove su collegamenti esterni presso l’Università di Salerno ed 8 prove su collegamenti interni presso l’Università di Coimbra.

I provini sono stati progettati seguendo, per tutte le componenti nodali ad eccezione dei dissipatori ad attrito, il metodo proposto dell’Eurocodice 3 parte 1-8. Al contrario, per la nuova componente, cioè il dissipatore ad attrito, sono stati utilizzati i risultati sperimentali precedentemente ottenuti mediante prove di scorrimento su provini asolati con interposti piatti ad attrito. In particolare, come descritto nel Capitolo 2, le prove sui materiali di rivestimento dei piatti ad attrito hanno dimostrato che i materiali M1 e M6 sviluppano un ridotto fenomeno di tipo “stick and slip” che induce vibrazioni. Pertanto, sebbene questi due materiali si possano definire appropriati per la realizzazione di dissipatori FREEDAM, le prove sui nodi trave-colonna sono state eseguite considerando esclusivamente il materiale M4 in quanto ritenuto più adeguato poiché in grado di non sviluppare fenomeni di “stick and slip”.

L’attività sperimentale è stata sviluppata considerando sedici collegamenti trave-colonna, otto nodi con travi IPE270 ed otto con travi IPE450. Come detto, sono state considerate due differenti configurazioni del dissipatore ad attrito, denominate configurazione orizzontale, HFC, e configurazione verticale, VFC (Fig. 3.1). Per ogni configurazione del dissipatore, la prova è stata eseguita due volte: una prova è stata eseguita utilizzando rondelle coniche mentre la seconda prova è stata eseguita utilizzando usuali rondelle per assiemi bullonati.

3.2 PROVE SPERIMENTALI SU NODI ESTERNI

3.2.1 Descrizione del setup di prova

L’attività sperimentale pone l’attenzione sull’analisi dei seguenti nodi:

- FJ-CYC01: trave IPE270 – Colonna HEM220, configurazione VFC, bulloni 10.9 HV con 6 rondelle coniche (3 gruppi in serie di 2 rondelle in parallelo);
- FJ-CYC02: trave IPE270 – Colonna HEM220, configurazione HFC, bulloni 10.9 HV con 6 rondelle coniche (3 gruppi in serie di 2 rondelle in parallelo);
- FJ-CYC03: trave IPE450 – Colonna HEB500, configurazione VFC, bulloni 10.9 HV con 6 rondelle coniche (3 gruppi in serie di 2 rondelle in parallelo);
- FJ-CYC04: trave IPE450 – Colonna HEB500, configurazione HFC, bulloni 10.9 HV con 6 rondelle coniche (3 gruppi in serie di 2 rondelle in parallelo);
- FJ-CYC05: trave IPE270 – Colonna HEM220, configurazione VFC, bulloni 10.9 HV senza rondelle coniche;

- FJ-CYC06: trave IPE270 – Colonna HEM220, configurazione HFC, bulloni 10.9 HV senza rondelle coniche;
- FJ-CYC07: trave IPE450 – Colonna HEB500, configurazione VFC, bulloni 10.9 HV senza rondelle coniche;
- FJ-CYC08: trave IPE450 – Colonna HEB500, configurazione HFC, bulloni 10.9 HV senza rondelle coniche.

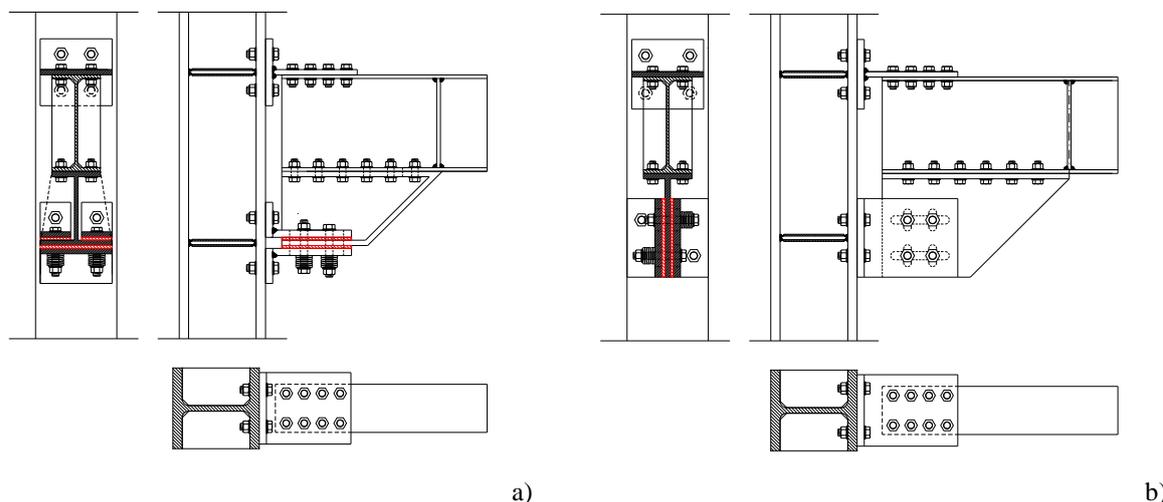
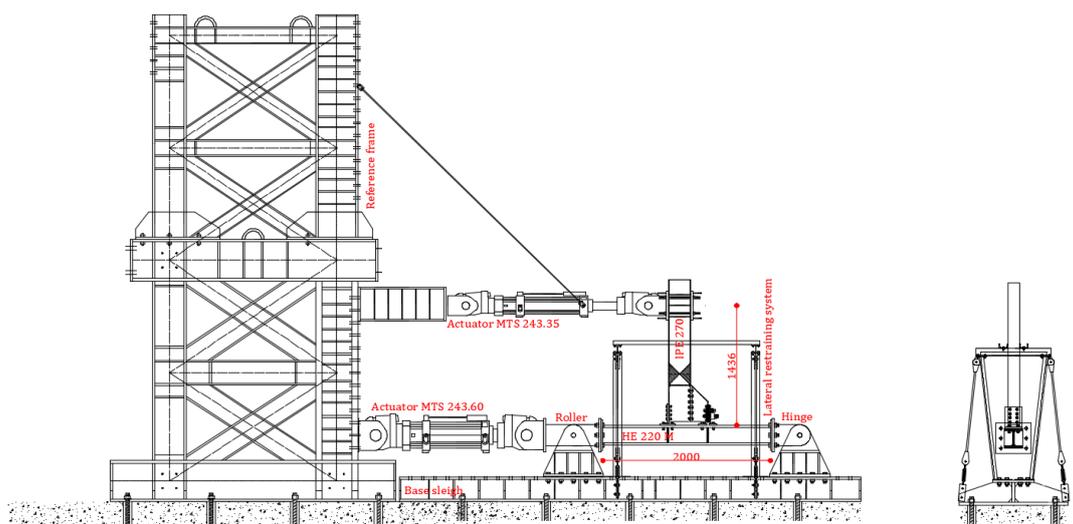


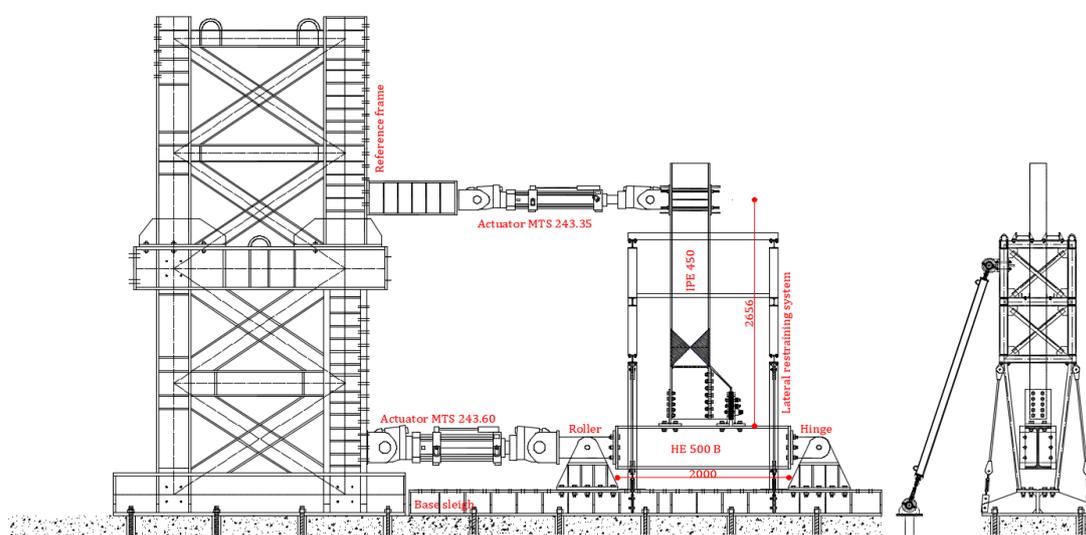
Figura 3.2 – Provini testati (nodi esterni): a) configurazione con dissipatore orizzontale; b) configurazione con dissipatore verticale

Tutte le prove sperimentali sono state eseguite al laboratorio STRENGTH (STRuctural ENgineering Testing Hall) dell’Università di Salerno. Il setup sperimentale è costituito da strumenti e macchine che possono essere divisi in tre macro-categorie: dispositivi di contrasto, macchine di carico e strumenti di misura. Nel laboratorio STRENGTH, il maggiore dispositivo di contrasto è dato dall’impalcato di calpestio caratterizzato dalla presenza di fori (di diametro pari a 80mm e distanziati in base ad una griglia di 1mx1m) che sono utilizzati per il fissaggio di tutta la strumentazione di prova del laboratorio.

Tale pavimentazione è stata utilizzata per fissare tutti i vincoli necessari per la predisposizione della slitta di prova utilizzata per i nodi esterni trave-colonna. In questo caso, per eseguire prove cicliche su nodi, sono state utilizzate i seguenti dispositivi di contrasto: un telaio di contrasto verticale rigido e resistente ed un contrasto in acciaio orizzontale, entrambi realizzati mediante saldatura di piatti in acciaio e membrature strutturali (Fig. 3.3).



a)



b)

Figura 3.3 – layout sperimentale: a) FJ-CYC01-FJ-CYC04; b) FJ-CYC05-FJ-CYC08

Inoltre, volendo simulare lo stato di sollecitazione flettente che avviene in un reale schema strutturale (Fig. 3.4), sono state introdotte due cerniere in acciaio (Fig. 3.3). Tali cerniere sono state progettate per resistere ad azioni di taglio pari a 2000 kN e sono bullonate alla slitta di base in acciaio. In una delle due cerniere è stato introdotto un perno in modo da rendere tale cerniera capace di assorbire sia azioni taglianti che assiali. Inoltre, sono stati realizzati fori calibrati in modo da minimizzare gli scorrimenti. L'altra cerniera è stata progettata in modo da permettere gli spostamenti orizzontali ma impedire gli spostamenti nella direzione ortogonale. A tal fine, è stato utilizzato un perno inserito in fori assolati così da permettere lo spostamento desiderato.

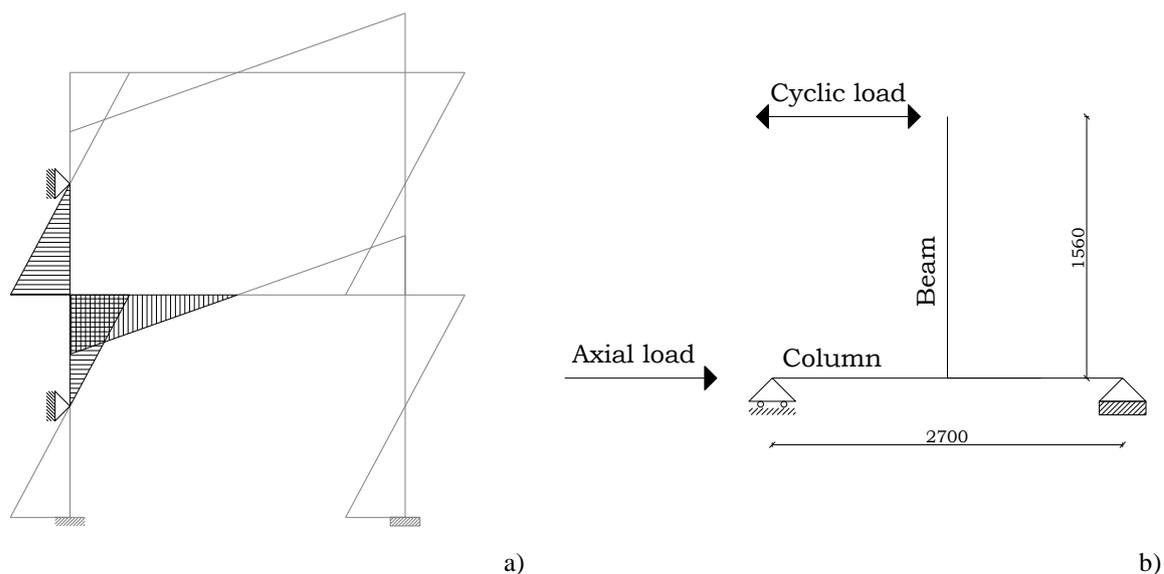


Figura 3.4 – Schema strutturale: a) azioni nei nodi esterni dovuti ai carichi sismici;
b) schema riprodotto in laboratorio

Infine, sono stati inseriti elementi di contrasto per evitare l’insorgere di fenomeni di instabilità latero-torsionale durante le prove. Con riferimento alla strumentazione di carico, durante la campagna sperimentale, sono stati utilizzati tre differenti attuatori idraulici MTS.

Un attuttore MTS 243.60 è stato utilizzato in controllo di spostamenti per applicare uno sforzo assiale nella colonna. Tale attuttore ha una capacità di carico massima pari a 1000kN in compressione and 650 kN in trazione con una corsa pari a +/- 125mm. L’applicazione di una azione flettente nel collegamento è stata imposta mediante due diversi attuatori dipendentemente dalla dimensione della trave testata. Il primo attuttore, utilizzato per la prova eseguita sui nodi con trave IPE 270, ha una capacità di carico massimo pari 245 kN con una corsa massima pari a +/- 500mm; il secondo attuttore, utilizzato per la prova eseguita sui nodi con trave IPE 450, ha una capacità di carico massimo pari 500 kN con una corsa massima pari a +/- 500mm. Entrambi gli attuatori sono stati utilizzati per l’applicazione all’estremità della trave, in controllo di spostamenti, della storia di spostamenti desiderata. Il monitoraggio degli spostamenti imposti al provino durante il test è stato eseguito mediante l’utilizzo di trasduttori esterni. In particolare, durante la campagna sperimentale, gli spostamenti della trave, della colonna e delle componenti nodali, in particolar modo del dispositivo ad attrito, sono stati misurati con continuità mediante l’utilizzo di trasduttori LVDT. Come detto, le prove sperimentali sono state eseguite utilizzando due attuatori idraulici: l’attuttore posizionato in basso è stato utilizzato per imporre, in controllo di forza, uno sforzo normale di compressione costante e pari a 650 kN mentre l’attuttore in alto è stato utilizzato per imporre la storia di spostamenti ciclica desiderata.

In particolare, l’attuttore in alto è collegato alla estremità della trave in modo da applicare una storia di spostamenti in accordo al protocollo di carico fornito dalla AISI 364-10 [37] (Fig 3.5). Tale protocollo di carico, molto comune negli USA, è rivolto specificamente ai collegamenti ed è normalmente utilizzato per la prequalificazione degli stessi. Anche nel progetto di ricerca EQUALJOINTS è stato utilizzato questo protocollo di carico.

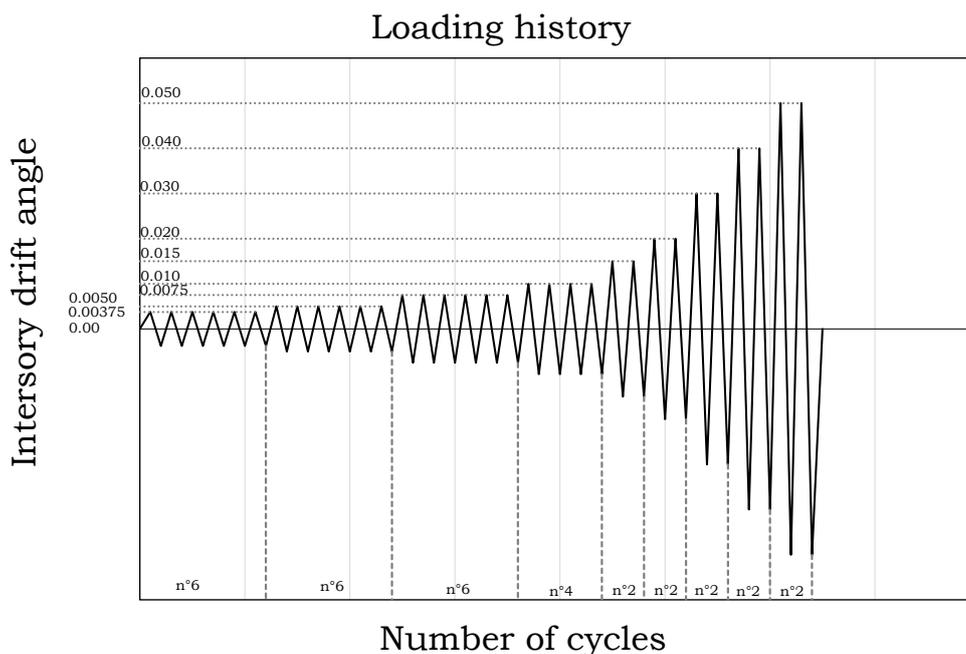


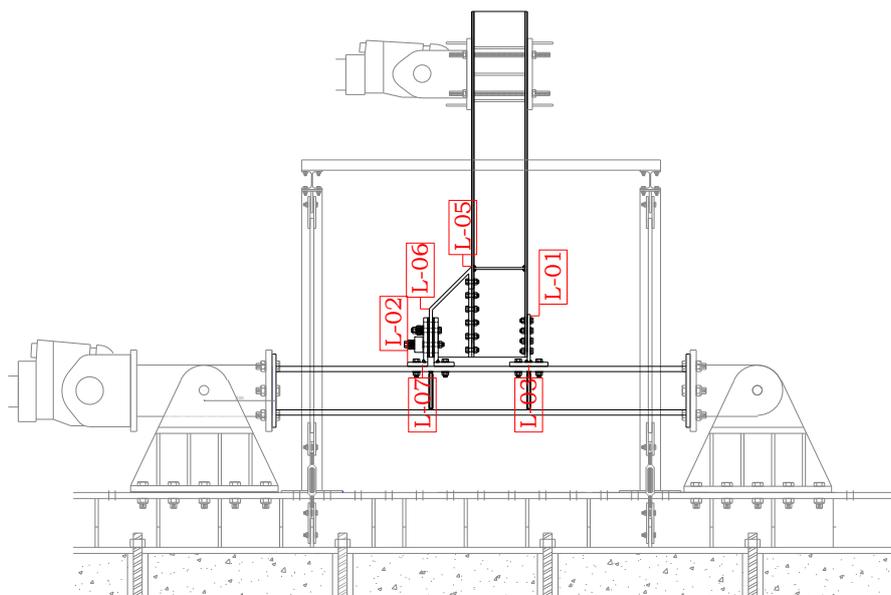
Figura 3.5 – Protocollo di carico fornito dalla AISI 364-10

Pertanto, a partire dai riferimenti normativi, è possibile ottenere la storia di spostamenti da applicare. Le prove sono state eseguite fino al raggiungimento di una rotazione massima pari a 50 mrad (Tab. 1.1). È utile sottolineare che tale rotazione è maggiore della rotazione massima richiesta dell’EC8, uguale a 35 mrad per strutture in classe di duttilità alta.

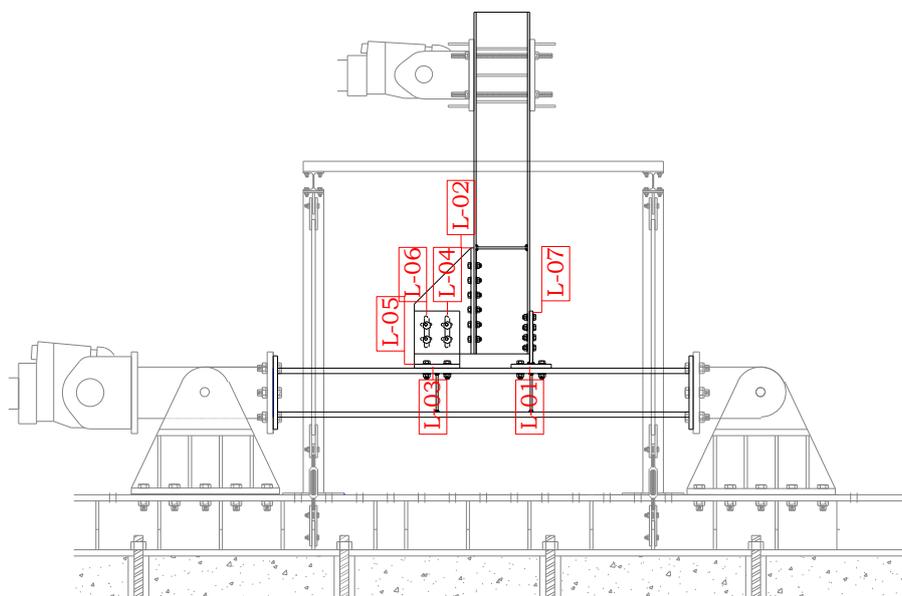
Tabella 3.1: Storia di spostamenti

v [mm/s]	step	θ [rad]	# cicli	δ [mm]
0.5	1	0.00375	6	5.835
	2	0.0050	6	7.780
1	3	0.0075	6	11.67
	4	0.010	4	15.56
2	5	0.015	2	23.34
	6	0.020	2	31.12
4	7	0.030	2	46.68
	8	0.040	2	62.24
	9	0.050	2	77.80

Durante le prove, sono stati monitorati ed acquisiti numerosi parametri in modo da valutare forze e spostamenti nel punto di applicazione della forza e spostamenti delle differenti componenti nodali. In ogni prova, sono stati utilizzati almeno sei trasduttori di spostamento. Nel seguito, è riportata, a scopo esemplificativo, la disposizione della strumentazione di acquisizione per le due differenti configurazioni nodali e, in particolare, nel caso dei provini FJ-CYC01 e FJ-CYC02. In tutti gli altri test i provini sono stati strumentati similmente.



a)



b)

Figura 3.6 – Posizione degli LVDT: a) FREEDAM-CYC01; b) FREEDAM-CYC02

In dettaglio, nel nodo FREEDAM CYC-01 sono stati inseriti i seguenti sensori (Figura 3.6a):

- LVDT n.02, 03 e 07 per la misurazione dello spostamento relativo tra il Tstub e la flangia della colonna e tra la flangia degli angolari e la flangia della colonna;
- LVDT n. 05 per misurare gli spostamenti tra il ringrosso e la trave;
- LVDT n. 06 per misurare lo spostamento del dispositivo ad attrito;
- LVDT n. 01 per valutare eventuali scorrimenti dell’anima del Tstub rispetto alla flangia della trave.

Nel nodo FREEDAM CYC-02 sono inseriti i seguenti sensori (Figura 3.6b):

- LVDT n.01, 03 e 05 sono utilizzati per misurare gli spostamenti relative tra il Tstub e la flangia della colonna e tra la flangia degli angolari e la flangia della colonna;

- LVDT n. 02 per misurare gli spostamenti tra la flangia della trave e la costola di nelle connessioni ad attrito;
- LVDT n. 04 e 06 per misurare gli spostamenti dei bulloni delle due file di bulloni del dispositivo ad attrito;
- LVDT n. 07 per valutare possibili scorrimenti dell’anima del Tstub rispetto alla flangia della trave.

Inoltre, in tutte le prove sperimentali, il precarico applicato ai bulloni dei dispositivi ad attrito è stato monitorato prima e durante la prova mediante celle di carico anulari (Futek LTH500) etichettate con le sigle RC-01, RC-03 e RC-04. Nei provini con trave IPE270 sono state utilizzate solo due celle di carico mentre nei provini con trave IPE450 ne sono state utilizzate tre.

3.2.2 Risultati dei test sperimentali

Per brevità, saranno riportati solo i risultati ottenuti per i primi quattro provini (da FJ-CYC01 a FJ-CYC04). Maggiori informazioni relative all’intero programma sperimentale sono reperibili nel report finale del progetto.

Le prove sperimentali forniscono una risposta in linea con il comportamento atteso. Infatti, come riportato in fig. 3.7, è stato ottenuto un ciclo di isteresi ampio e stabile e, macroscopicamente, alla fine del test, non è stato rilevato alcun danno nelle componenti non-dissipative.

Tabella 3.2 – Confronto tra valori sperimentali e di progetto del momento di attrito

	<i>FJ-CYC01</i>	<i>FJ-CYC02</i>	<i>FJ-CYC03</i>	<i>FJ-CYC04</i>
M_{exp} [kNm]	+185.45 -210.41	+145.73 -227.80	+697.48 -863.04	+556.97 -782.37
$M_{nd,d}$ [kNm]	226.02	217.85	861.85	861.85
M_{Ed} [kNm]	142.61	137.46	543.79	543.79

Il limite superiore delle resistenze statiche adottato per il progetto delle componenti non-dissipative (rappresentato in Fig. 3.7 con una linea tratteggiata) è praticamente uguale al massimo momento flettente osservato durante le prove sperimentali. Analogamente, i valori dinamici delle resistenze flessionali calcolati considerando i coefficienti di attrito dinamici, sono molto prossimi alla resistenza allo scorrimento dei collegamenti. In Tabella 3.2, è riportato un confronto tra la resistenza sperimentale e la resistenza di progetto dei 4 collegamenti.

Per tutti i provini, è possibile osservare che il valore sperimentale della resistenza flessionale è prossimo al range dei valori di progetto (range individuato dal limite superiore dei valori statici e dal limite inferiore dei valori dinamici). La procedura di progetto è quindi pienamente soddisfacente. Nei casi di nodi in configurazione HFC, è stata osservata una resistenza allo scorrimento leggermente inferiore in caso di momento positivo, essenzialmente dovuta alla maggiore deformabilità degli angolari in trazione che porta ad una perdita di precarico dei bulloni maggiore di quella prevista. Al contrario, nel caso dei nodi in configurazione VFC, la resistenza allo scorrimento del collegamento, sia in caso di momento positivo che negativo, risulta praticamente uguale alla resistenza di progetto. I collegamenti con dissipatore con asse parallelo alla flangia della trave (configurazione HFC) hanno un comportamento fortemente asimmetrico mostrando valori di resistenza significativamente diversi quando soggetti a momenti flettenti positivi e negativi. Con riferimento alla resistenza massima, la differenza è del 35% nel caso del

nodo FJ-CYC 02. L’asimmetria è fondamentale legata alla flessione dei piatti del Tstub e degli angolari ed alla conseguente variazione di pressione nei piatti ad attrito. I collegamenti in configurazione VFC mostrano una minore asimmetria del comportamento ciclico. Ciononostante, durante le prove, anche a causa della riduzione delle forze di serraggio, è stata osservata, raggiunte grandi rotazioni, una piccola riduzione del momento flettente. Questo effetto risulta maggiormente evidente nei provini con trave alta per i quali lo spostamento cumulato al livello del dissipatore ad attrito è maggiore a causa del maggiore braccio di leva. È inoltre possibile osservare dai cicli di isteresi che la risposta è caratterizzata da un primo scorrimento che si ha in corrispondenza di forze leggermente maggiori di quelle che corrispondono ai cicli successivi. Dopo pochi cicli, la forza di scorrimento si stabilizza ed i cicli di isteresi si ripetono seguendo orientativamente la stessa forma durante l’intera applicazione della storia di spostamento.

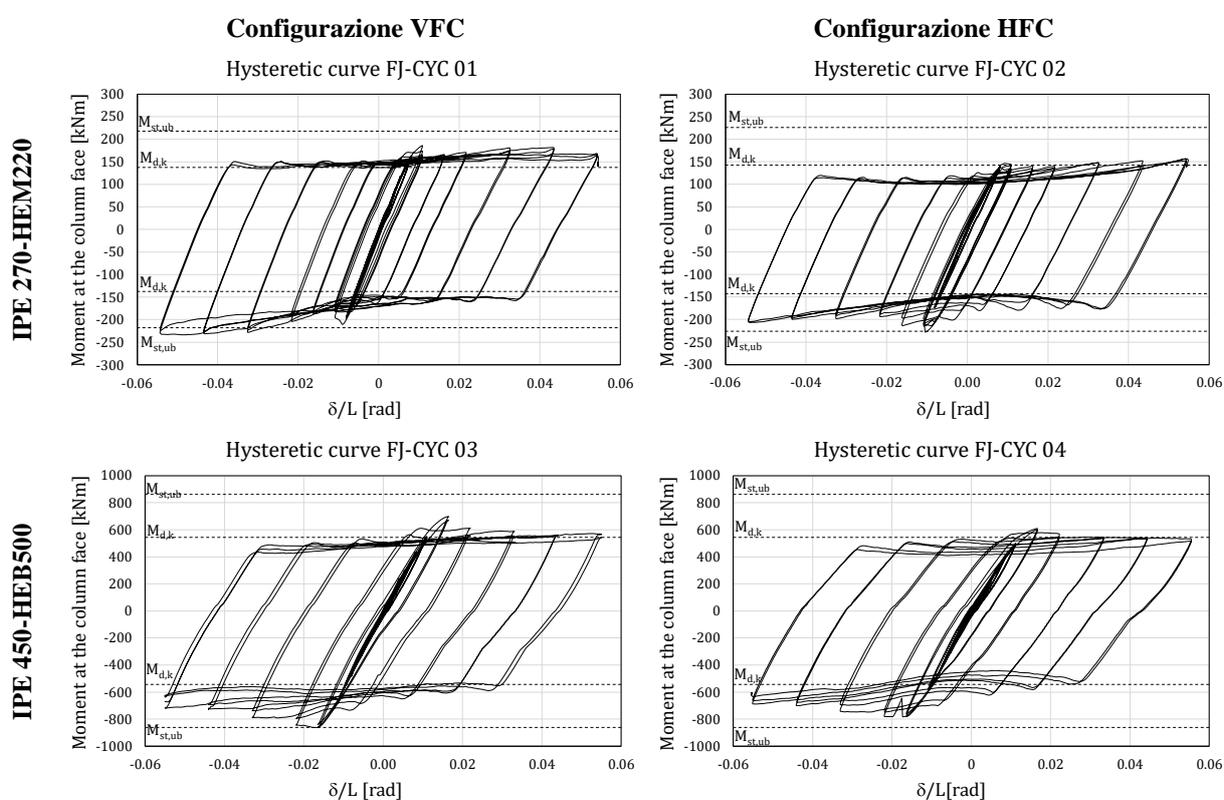


Figura 3.7 – Curve isteretiche

Questi risultati sono in linea con quanto osservato mediante prove sperimentali sul dissipatore ad attrito dato che la forma dei cicli dei collegamenti è perfettamente comparabile con quella ottenuta con prove di scorrimento dei dissipatori ad attrito, presentata nel Capitolo 2. I primi picchi corrispondono al coefficiente di attrito statico (più grande del valore dinamico in caso di materiali di rivestimento soffici), mentre il ciclo stabile corrisponde alla forza di scorrimento del dissipatore il cui valore è essenzialmente legato al valore dinamico del coefficiente d’attrito. In aggiunta, considerando i coefficienti d’attrito ottenuti testando la singola componente (Capitolo 2), è possibile verificare che sia i valori statici che quelli dinamici della forza di scorrimento osservati durante l’applicazione dell’intera storia di spostamento sono compatibili con il range di valori predetti sulla base dei test eseguiti sul dissipatore. In ogni caso, è possibile osservare

piccole differenze tra i valori sperimentali e quelli di progetto a causa della deformabilità degli angolari in acciaio del dissipatore ad attrito che comporta oscillazioni (incrementi e decrementi) della forza a cui sono soggetti i bulloni per momenti flettenti positivi/negativi.

In Fig. 3.8 è riportato il nodo in configurazione deformata mettendo in evidenza la capacità dei dissipatori di accomodare la rotazione di progetto posta pari a 50mrad.

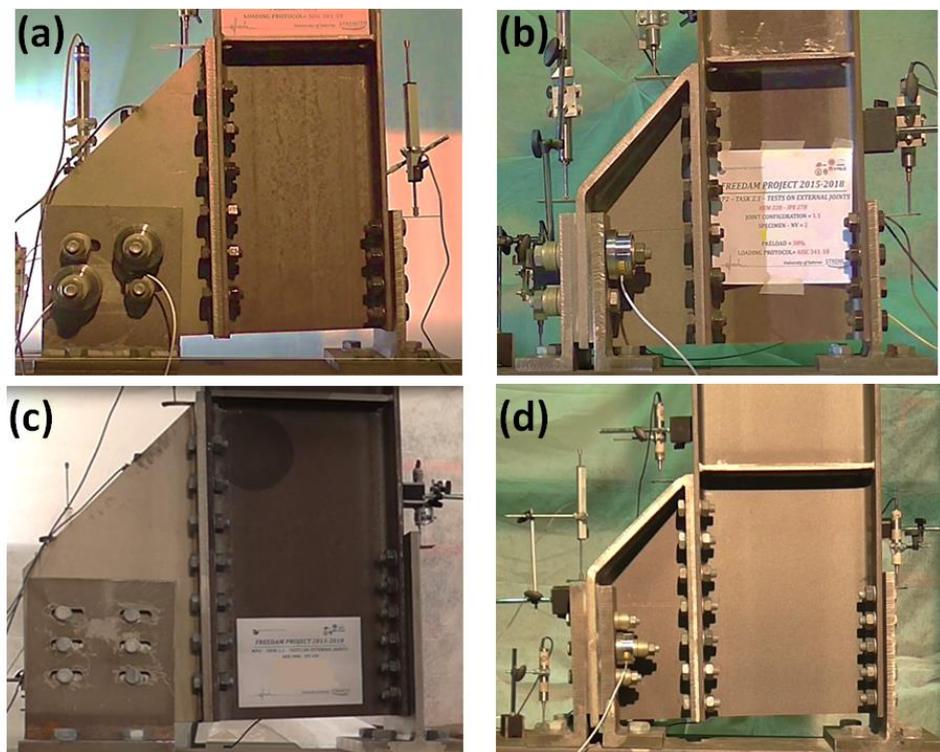


Figura 3.8 – Provini in configurazione deformata a) FJ-CYC01; b) FJ-CYC02; c) FJ-CYC03; d) FJ-CYC04

L'accuratezza della procedura di progetto adottata è dimostrata, inoltre, dalle misurazioni locali effettuate durante i test. Infatti, per ogni provino, la dissipazione di energia è fornita esclusivamente dai dissipatori ad attrito preservando, alla fine del test, tutte le altre componenti nodali da ogni danno. In particolare, assumendo che il centro di rotazione sia localizzato in corrispondenza dell'asse dell'anima del T-stub posto sulla flangia superiore della trave e che il dissipatore sia soggetto ad azioni cicliche di compressione/trazione, la rappresentazione delle misure locali ottenute mediante gli LVDT è svolta relazionando gli spostamenti misurati alla forza agente nel dissipatore o nel T-stub. La curva forza-spostamento del dissipatore è stata determinata con riferimento agli spostamenti misurati dagli LVDT 04 e 06, con riferimento alla configurazione VFC (Fig. 3.9), e con riferimento agli spostamenti misurati del LVDT 06 nel caso del nodo in configurazione HFC (Fig. 3.10). È possibile osservare che i cicli di isteresi sono praticamente rettangolari e mostrano una significativa capacità di dissipare energia senza degrading di rigidità e resistenza (Fig. 3.11)

Le misurazioni locali (Fig. 3.12 e 3.13) mostrano che il T-stub e gli L-stub rimangono in campo elastico, mentre la dissipazione è garantita solo dal dissipatore che fornisce una risposta isteretica stabile con grande dissipazione di energia. Al termine della prova, è stato osservato una perdita di preserraggio dei bulloni del 25-30% circa.

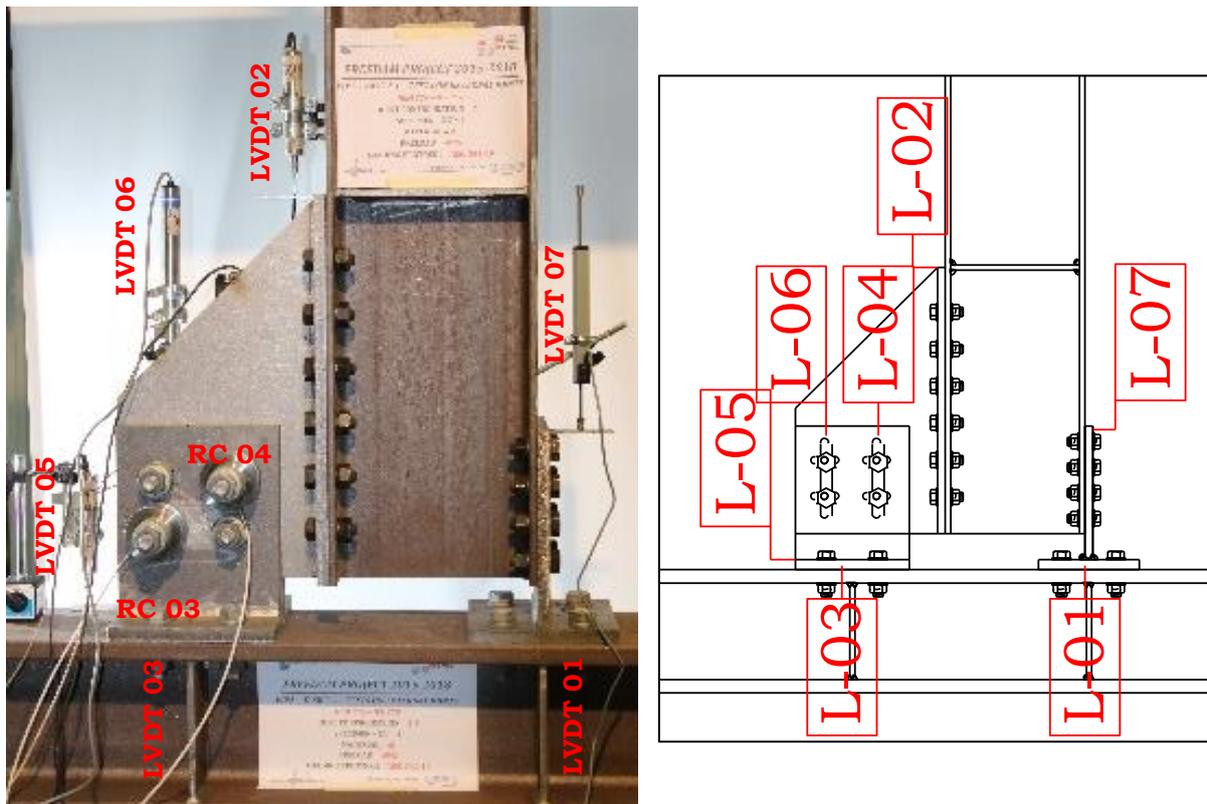


Figura 3.9 – Posizione della strumentazione - FREEDAM-CYC01

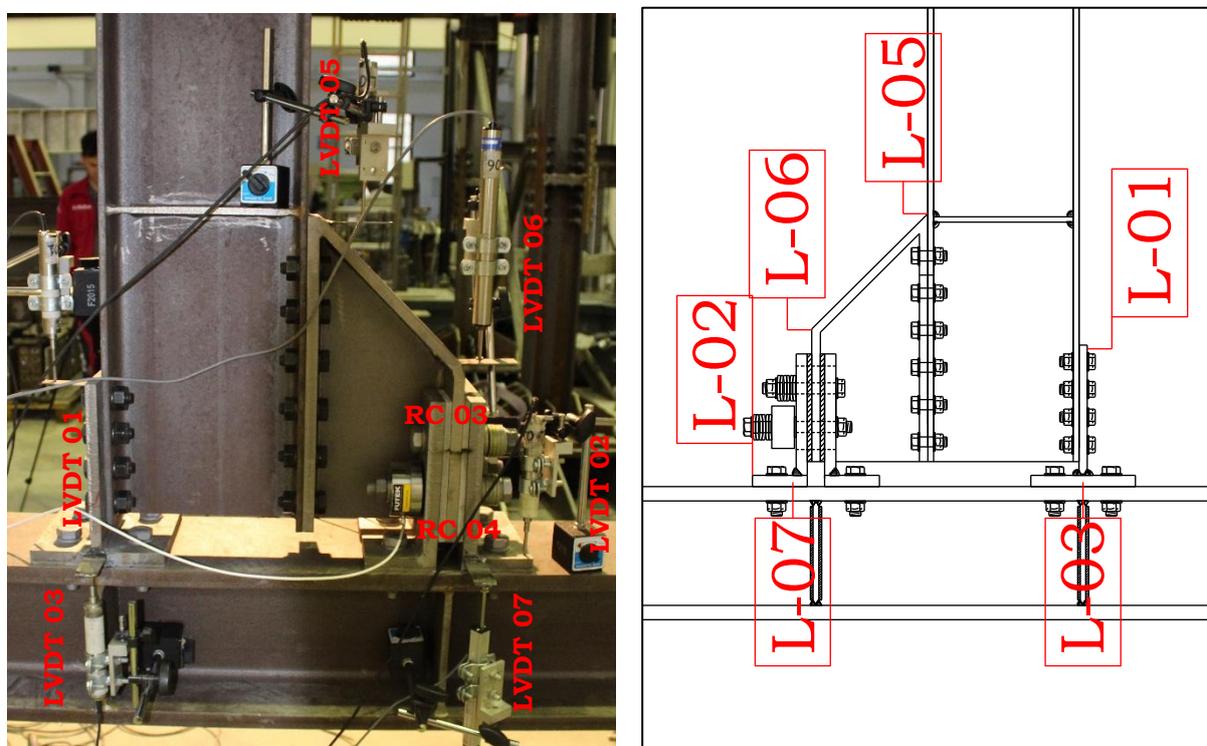


Figura 3.10 – Posizione della strumentazione - FREEDAM-CYC02

Tale risultato suggerisce che, sebbene le connessioni ad attrito presentino lievi danni, a seguito di un terremoto severo, esse hanno bisogno di opportuna manutenzione in modo da verificare la resistenza residua del dissipatore e l’entità della perdita di precarico dei bulloni. In particolare,

potrebbe risultare necessario serrare nuovamente i bulloni in modo da garantire il preserraggio richiesto per un corretto funzionamento della connessione.

Tuttavia, è opportuno sottolineare che un sisma reale richiede una rotazione plastica cumulata nodale che è generalmente molto più piccola di quella imposta mediante il protocollo di prova fornito dalla AISC-358. Per tale motivo, la perdita di precarico osservata durante le prove deve essere considerata con un limite superiore non essendoci una corrispondenza diretta con la perdita di preserraggio che si osserva a seguito di una reale accelerogramma.

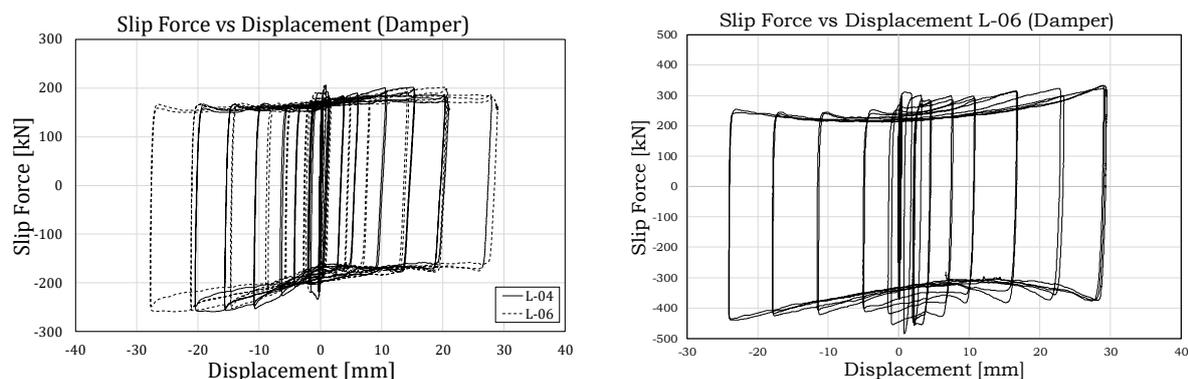


Figura 3.11 – Curva Forza di scorrimento – spostamento dei dissipatori ad attrito
 FREEDAM-CYC01 (sinistra) and FREEDAM-CYC02 (destra)

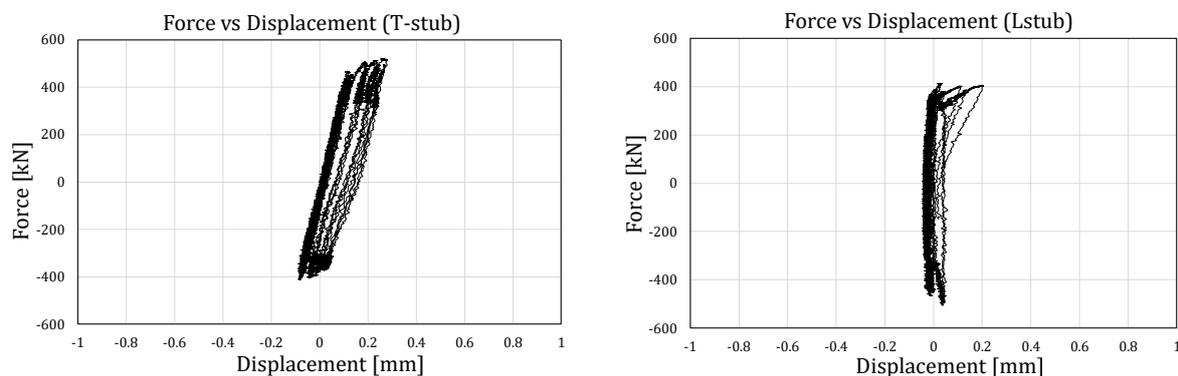


Figura 3.12 – Misure locali FREEDAM-CYC01 – T-stub e L-stubs

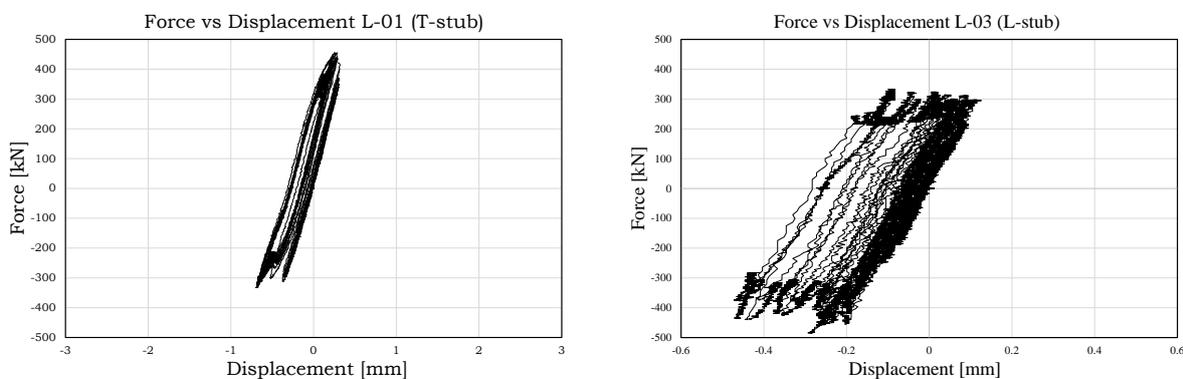


Figura 3.13 – Misure locali FREEDAM-CYC02 – T-stub e L-stubs

La forza di precarico dei bulloni e la sua variazione durante le prove sono state monitorate mediante celle di carico, RC-03 e RC-04, posizionate in corrispondenza delle due file di bulloni del dissipatore. I risultati sono rappresentati in Fig. 3.14. Da tali figure, è possibile osservare che inizialmente, in corrispondenza di un primo scorrimento individuato già nelle prove di scorrimento, si ha un cedimento dei bulloni con una perdita di serraggio che aumenta all'aumentare dei cicli di carico. Tale riduzione del serraggio avviene fino al raggiungimento dei cicli con massimo spostamento in corrispondenza dei quali gli effetti flessionali che si sviluppano nei bulloni del dissipatore comportano una significativa oscillazione delle azioni nei bulloni che, al picco, raggiunge praticamente il valore iniziale.

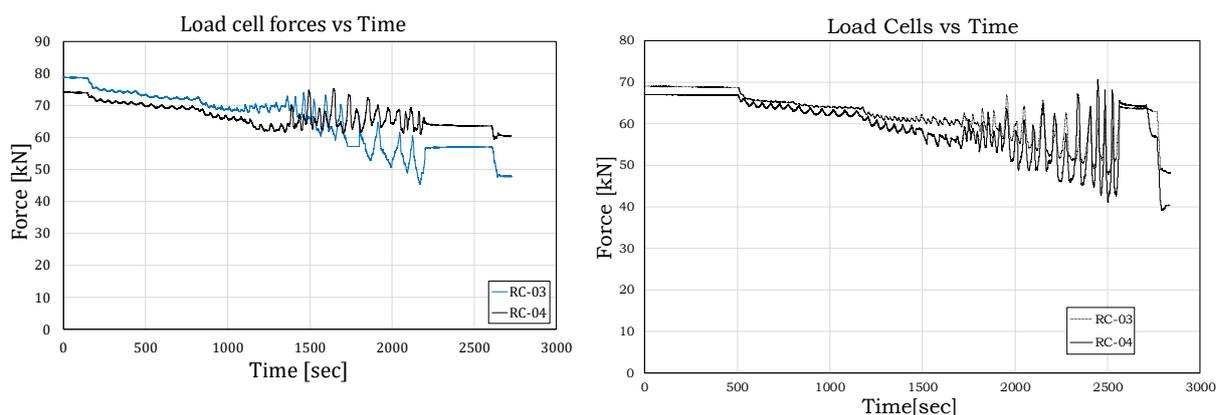


Figura 3.14 – Forza di presserraggio nei bulloni del dissipatore ad attrito FREEDAM-CYC01 (sinistra) and FREEDAM-CYC02 (destra)

Tutte le prove sperimentali hanno dato risultati che sono perfettamente in linea con il comportamento atteso. In tutti i casi, è stato osservato una minima plasticizzazione della flangia del T-stub e degli angolari confermando quindi l'efficacia della procedura di progetto proposta. Pertanto, in tutti i casi testati, la dissipazione di energia è completamente fornita dai dissipatori FREEDAM in modo tale da avere, alla fine del test, tutti gli elementi strutturali praticamente senza danno (Fig. 3.15). Un altro aspetto messo in evidenza in fase sperimentale è legato all'utilizzo delle rondelle Belleville che sembrano non dare un sostanziale beneficio in termini di comportamento isteretico. Tale risultato conferma quanto le osservazioni fatte nel Capitolo 2 relativamente ai test eseguiti sui dissipatori ad attrito.

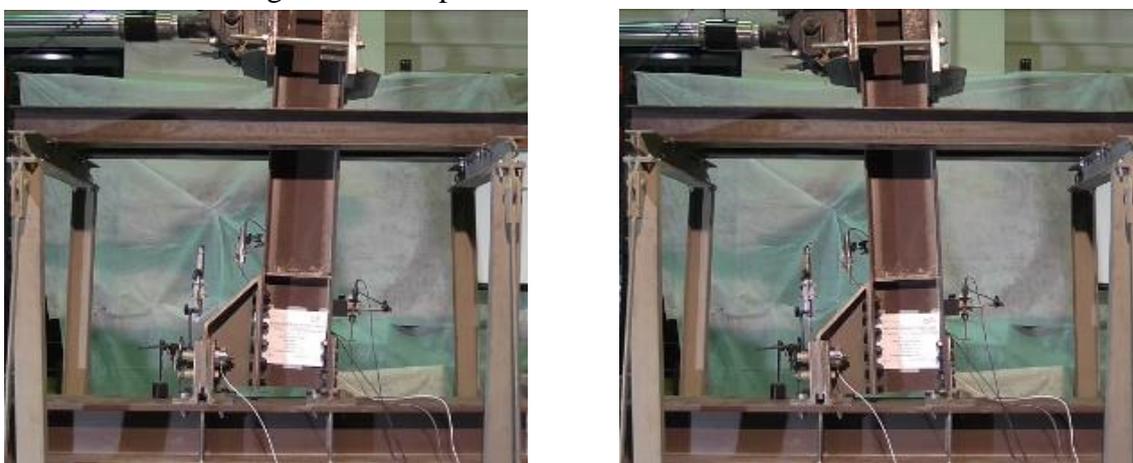


Figura 3.15 – Provino FREEDAM-CYC02 al termine del test (configurazione deformata)

Inoltre, relativamente al confronto tra la configurazione VFC e quella HFC, è stato osservato un comportamento molto simile in termini di degrado di rigidità durante l'applicazione della storia di carico ciclica. L'influenza delle rondelle Belleville è trascurabile in entrambi i casi. Tuttavia, la configurazione VFC permette una riduzione della asimmetria dei cicli di isteresi ed un miglioramento della loro forma che risulta più simile all'ideale forma rettangolare come evidenziato dal confronto, in termini di Forza-Spostamento dei dissipatori in configurazione VFC (Fig.3.11 sinistra) ed in configurazione HFC (Fig. 3.11 destra).

In particolare, la tipica forma della curva isteretica esibita dai nodi in configurazione HFC è legata alla differente distribuzione di pressioni che si ha quando il nodo è soggetto a momenti positivi e momenti negativi. Tale comportamento confermato dalle simulazioni agli elementi finiti presentati nel Capitolo 4.

3.3 PROVE SPERIMENTALI SU NODI INTERNI

3.3.1 Setup di prova e programma sperimentale

I nodi trave-colonna interni sono stati testati all'Università di Coimbra. Le connessioni testate durante l'attività sperimentale sono identiche a quelle testate all'Università di Salerno come nodi esterni. Pertanto, l'unica differenza nella risposta ciclica dei nodi trave-colonna è dovuta al differente comportamento del pannello nodale soggetto a taglio. In particolare, considerando i momenti flettenti dovuti a carichi sismici trasmessi dalle travi, l'azione di taglio attesa nel pannello nodale è, nel caso di nodi interni, doppia rispetto a quella che insorge in nodi esterni. Conseguentemente, l'obiettivo primario di questa parte dell'attività sperimentale programmata nell'ambito del progetto di ricerca FREEDAM, è la validazione dei criteri utili per la valutazione del comportamento a taglio che costituisce parte della procedura di progetto sviluppata durante il progetto di ricerca e presentata in dettaglio nella Parte II “Manuale di progettazione”, Capitolo 7.

Analogamente a quanto fatto per i nodi esterni, sono stati testati 4 differenti configurazioni nodali, variando la dimensione di travi e colonne (IPE270/HEM220 e IPE450/HEB500) e la configurazione del dissipatore ad attrito. Come riportato in Tab. 3.3, sono stati individuati 8 provini.

Tabella 3.3 – Programma sperimentale

<i>N.</i>	<i>Codice del Provino</i>	<i>Dimensioni trave/colonna</i>	<i>di</i>	<i>Tipo test</i>	<i>di</i>	<i>Configurazione dissipatore FREEDAM</i>	<i>Materiale ad attrito</i>
1	IN270_CYC 1_M4_(1)	HE220M / IPE270		Ciclico		HFC	M4
2	IN270_CYC-1_M4_(2)	HE220M / IPE270		Ciclico		HFC	M4
3	IN270_CYC-2_M4_(1)	HE220M / IPE270		Ciclico		VFC	M4
4	IN270_CYC-2_M4_(2)	HE220M / IPE270		Ciclico		VFC	M4
5	IN450_CYC-1_M4_(1)	HE500B / IPE450		Ciclico		HFC	M4
6	IN450_CYC-1_M4_(2)	HE500B / IPE450		Ciclico		HFC	M4
7	IN450_CYC-2_M4_(1)	HE500B / IPE450		Ciclico		VFC	M4
8	IN450_CYC-2_M4_(2)	HE500B / IPE450		Ciclico		VFC	M4

In tutte le prove, è stato utilizzato il materiale ad attrito denominato M4 e sono state inserite rondelle Belleville in tutti gli assemblaggi del dissipatore. I bulloni sono stati precaricati usando il metodo della coppia e la forza di precarico applicata è stata determinata sulla base della procedura di progetto relativa ai dispositivi FREEDAM sviluppata sulla base dei risultati sperimentali presentati nel Capitolo 2. Il valore dell’azione di precarico nei bulloni è determinato considerando il valore medio del coefficiente statico e la sua variabilità statistica.

I provini sono riportati in Fig. 3.16 mentre uno schema del setup di prova è riportato in Fig. 3.17. La colonna è collegata in basso ad una cerniera mentre le estremità delle travi sono collegate ad un supporto verticale che ne permette gli spostamenti laterali. Il carico ciclico è applicato alla testa della colonna mediante un attuatore, in accordo alla norma sismica AISC 341/2010 [37] con una rotazione massima imposta di 50mrad.

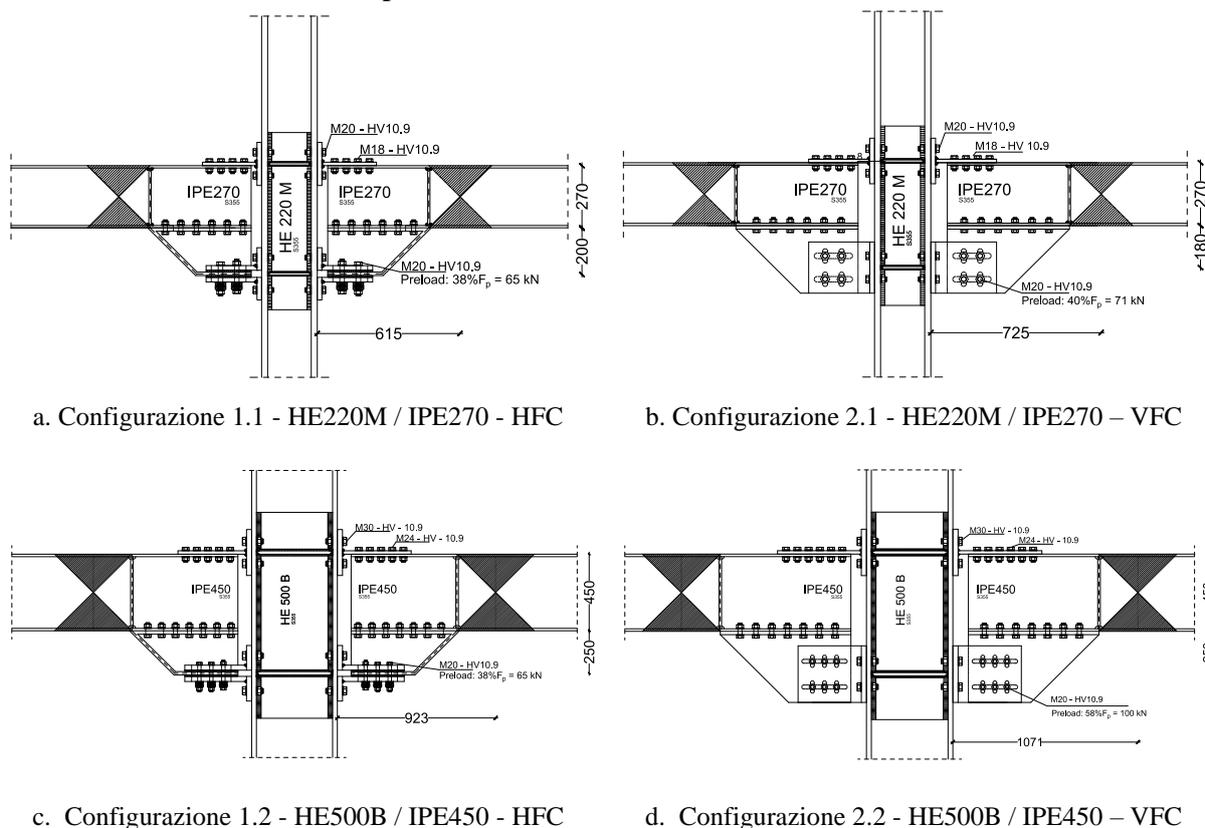


Figura 3.16 – Provini testati (nodi interni)

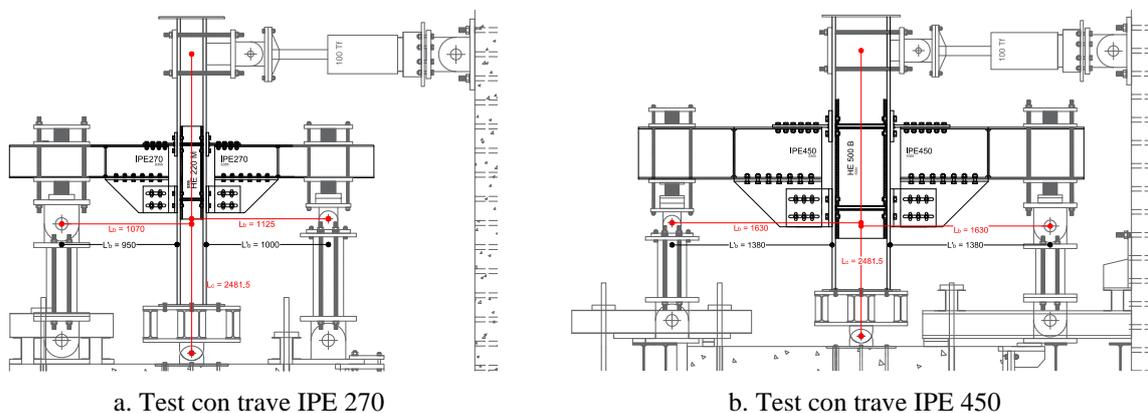


Figura 3.17 – Layout di prova per nodi interni (dimensioni in mm)

Il momento flettente trasmesso ai collegamenti trave-colonna è stato determinato in base all’Eq. (3.13.1), moltiplicando la reazione all’estremità della trave, R (Fig. 3.18) per la distanza che intercorre tra il vincolo della trave e la flangia della colonna (L_b nelle Fig. 3.17 e 3.18), mentre la rotazione alla corda è stata valutata dividendo lo spostamento orizzontale δ della colonna in corrispondenza del punto di applicazione del carico per la distanza tra l’attuatore e la cerniera (L_c nelle Fig. 3.17 e 3.18).

$$M_t = R \times L_b \quad (3.1)$$

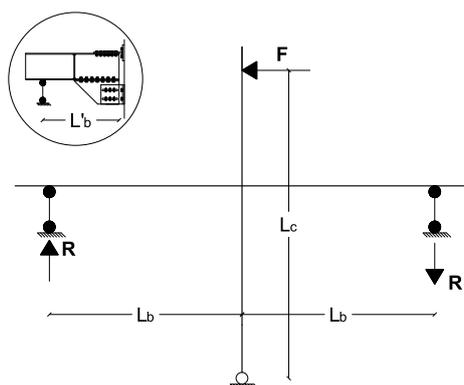


Figure 3.18 – Scheme for the calculation of the constraint reactions in the test layout

Durante le prove, sono stati monitorati forza, spostamenti, deformazioni, coppia e temperature. Questo ha richiesto l’uso un significativo numero di strumenti, come illustrato in Fig. 3.19, per uno dei provini. In dettaglio, è stata utilizzata la seguente strumentazione:

- 1 attuatore – range di carico: ± 900 kN; range di spostamento: ± 150 mm; frequenza 1Hz con un range di spostamento massimo di $+7.02$ mm/ -5.63 mm;
- 4 celle di carico – capacità massima in compressione 500kN;
- 15 trasduttori di spostamento (DT in Figura 3.19) - LVDT (n.4 sensori con range ± 25 mm; n.4 sensori con range ± 50 mm);
- 1 trasduttore di coppia – coppia nominale 1000Nm;
- Termocoppia (TC in Figura 3.19);
- 4 celle di carico anulari - capacità 350kN;
- 46 strain gauges, (E in Figura 3.19) - lunghezza 6mm, limite di deformazione 5%.

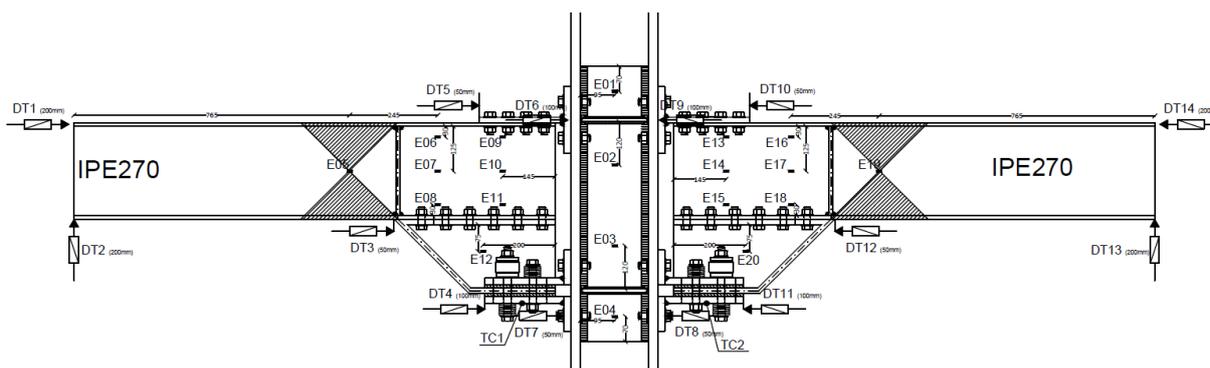


Figura 3.19 – Strumentazione

3.3.2 Risultati dei test sperimentali

Le curve momento -rotazione dei differenti provini testati sono riportate in Fig. 3.20 per i provini con trave IPE270 ed in Fig. 3.21 per i provini con trave IPE450.

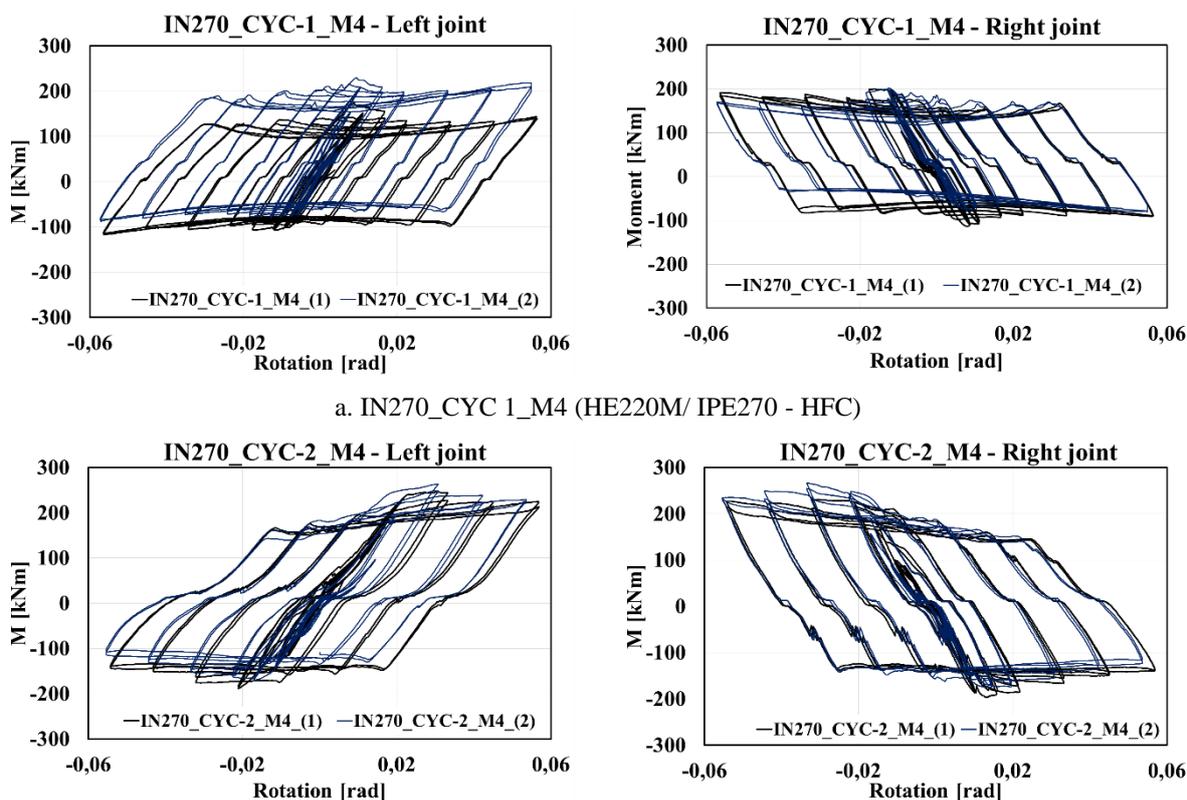


Figura 3.20 – Curve Momento-Rotazione – provini con trave IPE270

In tali curve, in caso di momento positivo, la parte superiore del nodo è in trazione ed il dissipatore è in compressione. Viceversa, in caso di momento negativo si ha una situazione opposta con il dissipatore in trazione e il T-stub bullonato alla flangia superiore della trave in compressione.

In generale, i risultati dimostrano che questi collegamenti, indipendentemente dalla dimensione della trave e dalla configurazione del dissipatore, presentano un comportamento ciclico molto

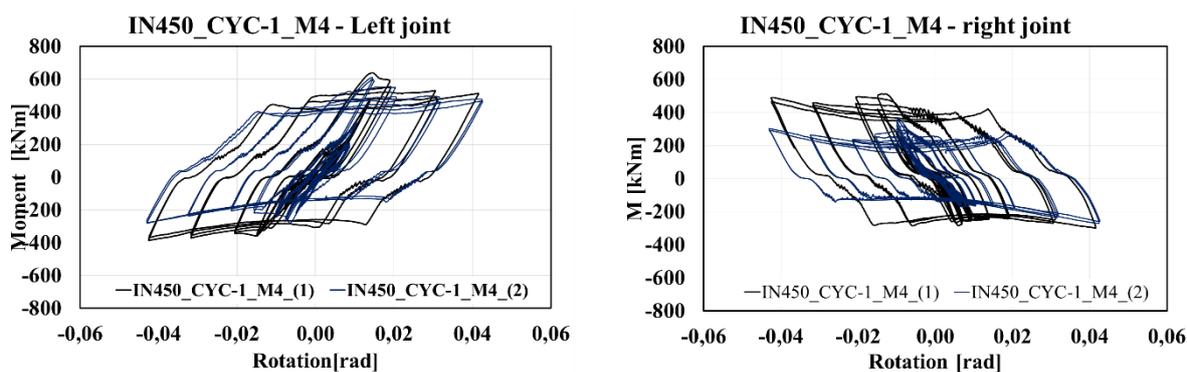
simile, con un comportamento rigido fino al raggiungimento della resistenza di attrito statica seguendo poi un ciclo isteretico abbastanza stabile durante l’intera storia di carico.

Oltretutto, tutte le componenti nodali rimangono praticamente in campo elastico come dimostrato in Fig. 3.22, ad esempio, con riferimento agli L-stub ed al T-stub. Pertanto, l’utilizzo dei dissipatori ad attrito permette di dissipare energia evitando il danneggiamento di tutte le altre componenti nodali.

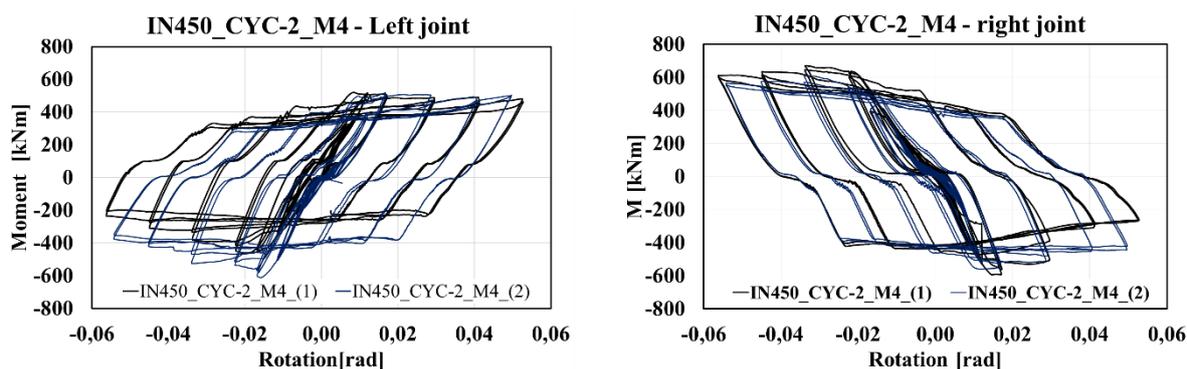
Osservando le differenti curve momento-rotazione è possibile notare l’asimmetria tra la risposta del nodo a destra e del nodo a sinistra dovuta all’asimmetria del layout sperimentale. In particolare, è appurato che i centri di rotazione dei due pendoli localizzati in corrispondenza dell’estremità delle travi, non sono allineati.

Inoltre, tutti i provini testati esibiscono un comportamento asimmetrico quando soggetti a momenti positivi/negativi a causa delle differenti deformazioni che gli L-stub e i T-stub subiscono in tensione ed in compressione (Fig. 3.23). Come già evidenziato dai risultati ottenuti sui nodi esterni, questo è maggiormente evidente nei provini con dissipatori orizzontali.

In aggiunta, il degrado di resistenza ad attrito che si è osservato è giustificato dalla crescente perdita di serraggio dei bulloni durante l’applicazione della storia di carico (Fig. 3.24).

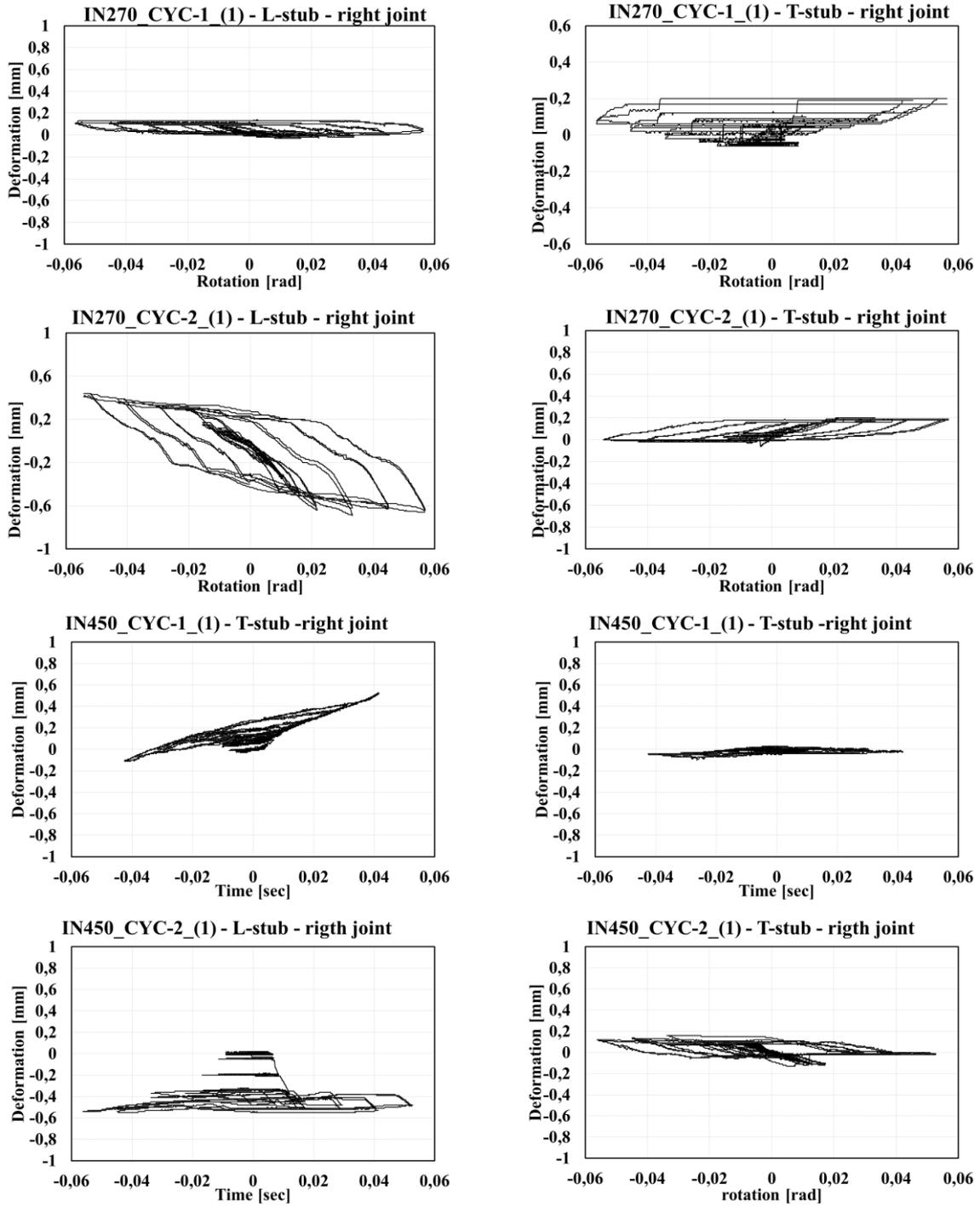


a. IN450_CYC 1_M4 (HE500B/ IPE450 - HFC)



b. IN450_CYC-2_M4 (HE500B/ IPE450 - VFC)

Figura 3.21 – Curve Momento-rotazione – provini con trave IPE 450



a. L-stub

b. T-stub

Figura 3.22 – Deformazione del T-stub e degli L-stub

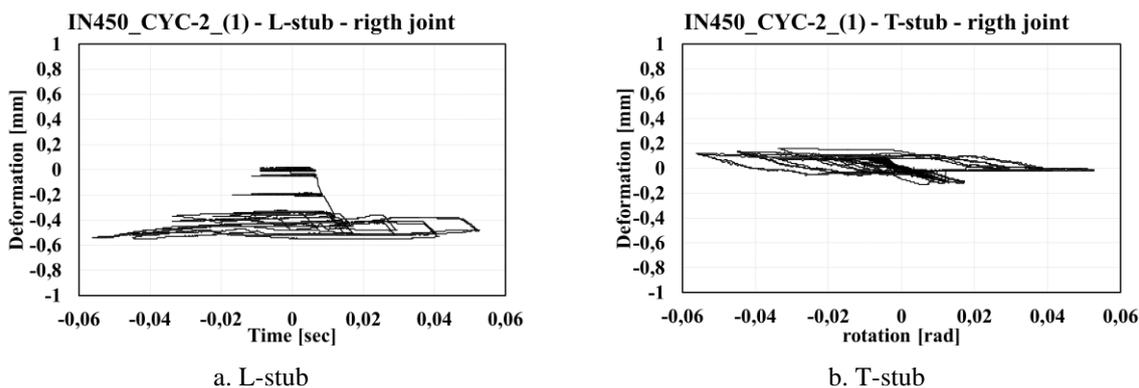


Figura 3.23 – Deformazione del T-stub e degli L-stub

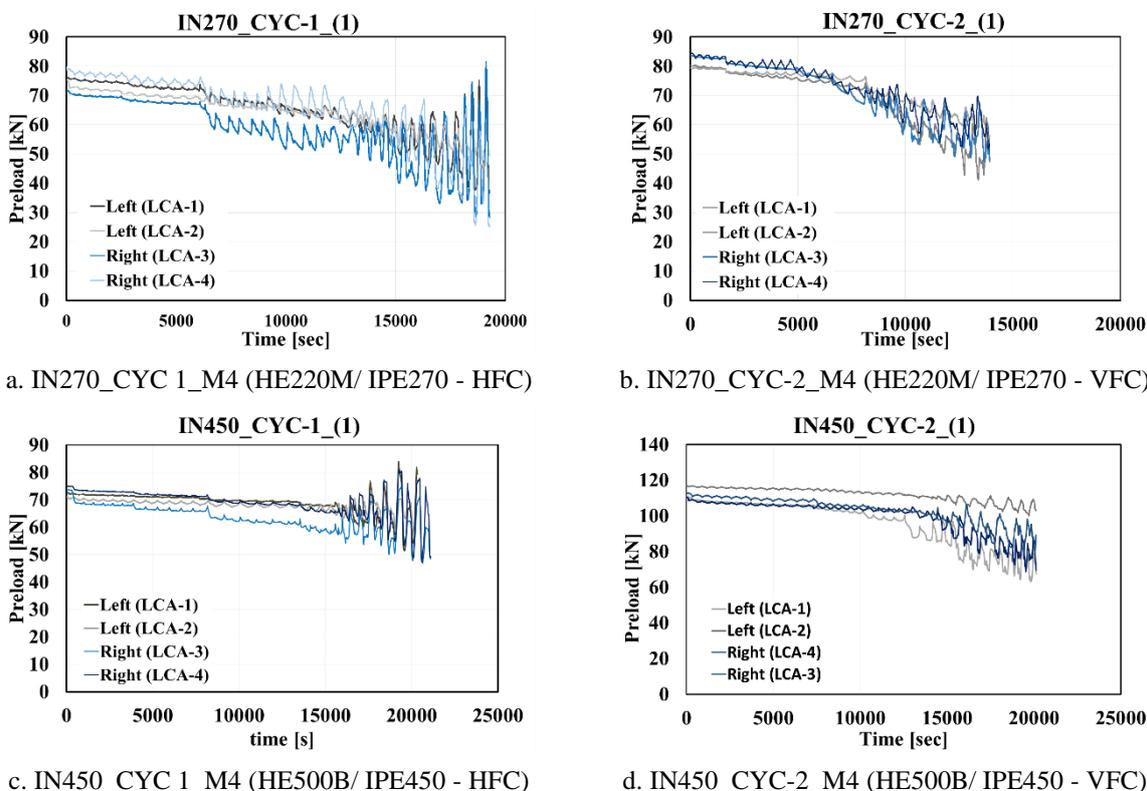


Figura 3.24 – Forza nei bulloni

3.4 CONCLUSIONI

In questo Capitolo sono riportati i risultati di una campagna sperimentale rivolta allo studio del comportamento sismico di connessioni trave-colonna equipaggiate con due differenti configurazioni di dispositivi ad attrito. In particolare, sulla base dei risultati ottenuti nelle precedenti fasi del progetto (parametri meccanici dei materiali ad attrito, il ruolo delle rondelle Belleville, l’influenza della perdita di precarico dei bulloni), sono stati progettati e testati 16 provini all’Università di Salerno (nodi esterni) e all’Università di Coimbra (nodi interni).

Sulla base dei risultati ottenuti, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- Due differenti configurazioni sono state testate: i) con il dissipatore ad attrito localizzato nel piano orizzontale parallelo alla flangia della trave (configurazione HFC) e ii) con il dissipatore

posizionato in modo tale che i piatti ad attrito fossero allineati con l'anima della trave, denominata configurazione verticale (configurazione VFC). La differenza sul comportamento complessivo del collegamento è veramente minima, tanto da poter considerare entrambe le configurazioni utilizzabili. Ciononostante, la connessione con il dissipatore ad attrito in configurazione VFC fornisce un comportamento ciclico maggiormente stabile ed una minore asimmetria del comportamento ciclico;

- Come previsto, in tutti i casi analizzati, il comportamento ottenuto è caratterizzato da un ciclo isteretico privo di pinching e con un minimo degrado di capacità dissipativa, di resistenza e di rigidità;
 - Le misurazioni locali eseguite durante i test hanno dimostrato che, in accordo ai criteri progettuali, la dissipazione di energia è fornita esclusivamente dai dissipatori ad attrito mentre le componenti nodali non-dissipative (trave, T-stub, L-stub) rimangono praticamente indenni.
- Pertanto, i risultati dell'intera campagna sperimentale costituiscono una effettiva prequalifica delle connessioni trave-colonna FREEDAM e dei corrispondenti criteri di progetto che saranno illustrati nella Parte II “Manuale di progettazione”, Capitolo 7. In particolare, la procedura di progetto specifica quali siano i dettagli tecnologici ed i requisiti da rispettare in modo da ottenere predeterminati livelli di prestazioni, seguendo la stessa metodologia proposta dal metodo delle componenti già codificato nell'EC3 [38].

3.5 BIBLIOGRAFIA

- [1] V. Piluso, G. Rizzano: “Experimental analysis and modelling of bolted T-stubs under cyclic loads”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 655–669, 2008.
- [2] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Experimental analysis of innovative dissipative bolted double split tee beam-to-column connections”, *Steel Construction*, Vol. 4, pp. 53-64, 2011.
- [3] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads”, *Engineering Structures*, Vol. 85, pp. 219-233, 2015.
- [4] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Experimental Analysis of Friction Materials for supplemental damping devices”. *Construction and Building Materials*, Vol.65, pp. 159-176, 2014.
- [5] M. Latour, G. Rizzano: “Monotonic Modelling, Cyclic Behaviour and Fatigue Life of Dissipative T-stubs”, ICASS 2009, Hong Kong, 2009.
- [6] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Cyclic behaviour of Friction Dissipative Double Split Tee Connections”, STESSA 2011, Santiago de Chile, 2011.
- [7] C.E. Grigorian, T.S. Yang, E.P. Popov: “Slotted bolted connection energy dissipators”, *Earthquake Spectra*. Vol.9, No.3, pp.491-504, 1993.
- [8] A. Sato, K. Kimura, K. Suita, K. Inoue: “Cyclic test of high strength steel beam-to column connection composed with knee-brace damper and friction damper connected by high strength bolts”, *Proceedings of the SEEBUS 2009*. Kyoto, Japan, 2009.
- [9] E.M. Guneyisi, M. D’Aniello, R. Landolfo: “Seismic upgrading of steel moment-resisting frames by means of friction devices”, *Open Construction and Building Technology Journal*, Vol. 8(Suppl 1: M9), pp.289–99, 2014.
- [10] M. Taghi Nikoukala, S.R. Mirghader, K.M. Dolatshahi: “Analytical study of moment resisting frames retrofitted with shear slotted bolted connection”. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, 2015:04015019.
- [11] V. Piluso, R. Montuori, M. Troisi: “Innovative structural details in MR-frames for free from damage structures”. *Mechanism Research Communications*, Vol.58, pp.146-156, 2014.
- [12] C. Christopoulos, A. Filiatrault: “Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation”, Pavia: IUSS PRESS, 2006.
- [13] T.T. Soong, Jr B.F. Spencer: “Supplemental Energy Dissipation: State-of-the-Art and State-of-the-Practice”, *Engineering Structures*. Vol.24, pp.243-259, 2002.
- [14] G.A. MacRae, G.C. Clifton, H. Mackinven, N. Mago, J. Butterworth, S. Pampanin: “The sliding hinge joint moment connection”, *Bulletin of New Zealand society for earthquake engineering*, Vol.43, n.3, September 2010.
- [15] S. Ramhormozian, G.C. Clifton, G.A. MacRae: “The Asymmetric Friction Connection with Belleville springs in the Sliding Hinge Joint”, NZSEE Conference, 2014.
- [16] G.C. Clifton, J.W. Butterworth: “Moment-resisting steel framed seismic-resisting systems with semi-rigid connections”, 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
- [17] G.C. Clifton, R. Zaki, J.W. Butterworth: “Damage-resistance steel framed seismic-resisting systems”, 13th WCEE, Vancouver, Canada, 2004.

- [18] J.C. Golondrino, G. MacRae, J. Chase, G. Rodgers, G.C. Clifton: “Velocity effects on the behavior of asymmetrical friction connections (AFC)”, 8th STESSA Conference, Shanghai, China, July 1-3, 2015.
- [19] H. Khoo, G.C. Clifton, J. Butterworth, G. MacRae, G. Ferguson: “Influence of steel shim hardness on the sliding hinge joint performance”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.72, pp. 119-12, 2012.
- [20] S. Ramhormozian, G.C. Clifton, H. Nguyen, K. Cowle: “Determination of the required part-turn of the nut with respect to the number of free threads under the loaded face of the nut in fully tensioned high strength friction grip property class 8.8 bolts”, *Steel Innovations Conference*, 2015.
- [21] H. Khoo, G.C. Clifton, J. Butterworth, G. MacRae: “Experimental Study of Full-Scale Self-Centering Sliding Hinge Joint Connections with Friction Ring Springs”, *Journal of Earthquake Engineering*. September Vol. 17, pp. 972-997, 2013.
- [22] H. Khoo, G.C. Clifton, G. Macrae, S. Ramhormozian: “Proposed design models for the asymmetric friction connection”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. 44(8), pp.1309-1324, 2014.
- [23] H. Khoo, G.C. Clifton, J. Butterworth, G. MacRae, S. Gledhill, G. Sidwell: “Development of the self-centering Sliding Hinge Joint with friction ring springs”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.78, pp.201-211, 2012.
- [24] J. Borzouie, G. MacRae, J. Chase: “Cyclic Performance of Asymmetric Friction Connections”, *The Bridge and Structural Engineer*, March 45(1), 2015.
- [25] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Cyclic response of low yielding connections using different friction materials”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, pp. 404-423, 2018.
- [26] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.41, pp.66-81, 2018.
- [27] M. Latour, M. D’Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo: “Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 115, pp. 66-81, 2018.
- [28] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Experimental behaviour of innovative thermal spray coating materials for FREEDAM joints”. *Composites Part B Engineering*, Vol. 115, pp.289-299, 2017.
- [29] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers”, *Journal of Constructional Steel Research*, 146, pp. 33-48, 2018.
- [30] A. Lemos, L.S. da Silva, M. Latour, G. Rizzano: “Numerical modelling of innovative DST steel joint under cyclic loading”, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 18 (3), pp. 687-701, 2018.
- [31] M. D’Antimo, M. Latour, G. Rizzano, J.F. Demonceau J.P. Jaspert: “Preliminary study on beam-to-column joints under impact loading”, *Open Construction and Building Technology Journal*, 12, pp. 112-123.arch, 141, pp. 145-155, 2018.
- [32] M. Zimbru, M. D’Aniello, A. De Martino, M. Latour, G. Rizzano, V. Piluso: “Investigation on friction features of dissipative lap shear connections by means of experimental and

- numerical tests”, *Open Construction and Building Technology Journal*, 12, pp. 154-169, 2018.
- [33] E. Nistri, M. D'Aniello, M. Zimbru, S. Streppone, R. Landolfo, R. Montuori, V. Piluso: “Seismic response of steel Moment Resisting Frames equipped with friction beam-to-column joints”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, pp. 144-157, 2019.
- [34] V. Piluso, R. Montuori, E. Nistri, A. Paciello: “Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections”, *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp. 263-277, 2019.
- [35] F. Di Lauro, R. Montuori, E. Nistri, V. Piluso: “Partial safety factors and overstrength coefficient evaluation for the design of connections equipped with friction dampers”, *Engineering Structures*, 178, pp. 645-655, 2019.
- [36] A.F. Santos, A. Santiago, G. Rizzano: “Experimental response of friction dampers under different loading rates”, *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 132, pp.1-14, 2019.
- [37] ASCE 341-2010, *Seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago, 2010.
- [38] CEN, 2005b. “Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints”. s.l.:s.n.

CAPITOLO 4

MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI DEI DISPOSITIVI E DEI COLLEGAMENTI FREEDAM

4.1 INTRODUZIONE

I telai momento-resistenti di acciaio sono sistemi strutturali duttili e dissipativi che possono garantire ottime prestazioni sismiche se opportunamente progettati. Tuttavia, la loro grande duttilità e capacità dissipativa implicano l'accettazione di danni severi negli elementi principali ai quali sono inevitabilmente associate grandi spostamenti residui. Pertanto, le strutture che esibiscono un'eccellente prestazione sismica possono richiedere elevati costi di riparazione che potrebbero essere insostenibili, portando così ad optare per la demolizione dopo un terremoto severo.

I recenti terremoti verificatisi in Nuova Zelanda (ad esempio a partire da Christchurch 2010) hanno chiaramente evidenziato questo problema. Pertanto, la ricerca di nuove tecniche per prevenire o limitare i danni strutturali negli edifici ha acquisito sempre maggiore rilevanza. La tendenza globale è stata indirizzarsi verso lo sviluppo e l'implementazione di sistemi di antisismici a basso danno al fine di ridurre gli effetti economici dei terremoti in modo che eventuali danni lievi possano essere riparati facilmente ed economicamente prevenendo il crollo dell'edificio e garantendone la rapida operatività.

L'obiettivo principale del progetto FREEDAM è stato quello di sviluppare e validare nuove connessioni dotate di smorzatori di attrito che prevengono il danneggiamento degli elementi collegati e dissipano l'energia mediante lo scorrimento tra elementi di acciaio ed un cuscinetto di attrito posti a contatto da bulloni a serraggio controllato.

All'interno del progetto FREEDAM è stata condotta un'ampia campagna di test e studi analitici ed i risultati principali sono descritti in altri capitoli di questo documento (vedi il Capitolo 2 per lo sviluppo degli smorzatori FREEDAM e il Capitolo 3 per lo sviluppo delle connessioni FREEDAM e il Capitolo 6 per prove sismiche pseudo-dinamiche). Sulla base di una revisione critica dello stato dell'arte sono stati individuati i principali aspetti che caratterizzano la prestazione congiunta, al fine di caratterizzare la risposta locale dei dispositivi nonché la loro interazione con le altre parti della connessione nonché sugli elementi strutturali è stato effettuato uno studio parametrico attraverso simulazioni agli elementi finiti. Infatti, diversi studi hanno dimostrato che le analisi agli elementi finiti possono essere utilizzate efficacemente per prevedere il comportamento non lineare dei collegamenti bullonati fornendo una descrizione accurata dell'evoluzione dello stato sollecitazione e deformazione nelle componenti del giunto.

Pertanto, all'interno del progetto sono stati eseguiti due diversi studi numerici con la finalità di esplorare a fondo il comportamento delle interfacce di attrito ed analizzare i risultati applicati ai giunti dissipativi al fine di investigarne la risposta locale.

Gli obiettivi di questo studio sono i seguenti:

- Sviluppo di una strategia di modellazione per simulare problemi di attrito complessi. L'approccio proposto è in grado di descrivere il comportamento attritivo del dispositivo installato nella connessione bullonata.

- Modellazione dei collegamenti trave-pilastro dotati di dispositivo di attrito, sottoposti a condizioni di carico monotone e ciclico.
- Caratterizzare la risposta meccanica a livello locale per sviluppare regole di progettazione.

Tutti questi problemi sono descritti e discussi in questo capitolo, dove sono riassunti i risultati di tutte le simulazioni agli elementi finiti eseguite all'interno del progetto FREEDAM. Il capitolo è organizzato in tre parti principali, di seguito riportate: 1) la descrizione e la discussione della modellazione dei dispositivi FREEDAM e le caratteristiche del comportamento locale; 2) la descrizione e discussione della risposta sismica dei nodi trave-colonna FREEDAM; 3) discussione delle possibili soluzioni progettuali risultanti dalla discussione dei risultati ottenuti dalle simulazioni agli elementi finiti.

4.2 MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITE DEI DISPOSITIVI FREEDAM

Gli obiettivi delle analisi agli elementi finiti sono stati la valutazione degli effetti della reciproca interazione tra i bulloni e degli effetti della distribuzione del carico sotto le teste dei bulloni.

Una volta validati i modelli rispetto ai test sperimentali, sono state effettuate simulazioni parametriche per indagare le prestazioni monotone e cicliche dei provini dei giunti per sovrapposizione progettati per testare la risposta degli smorzatori di attrito. Le simulazioni ad elementi finiti hanno permesso di valutare i coefficienti di attrito degli otto diversi materiali utilizzati come interfacce valutando anche la loro capacità di resistere alle storie di carico ciclico in termini di degrado di energia e resistenza. I modelli sono stati confrontati con i risultati sperimentali, mostrando la loro accuratezza per simulare il comportamento ad attrito dei giunti per sovrapposizione, mostrando anche l'influenza di diversi approcci di modellazione sui risultati simulati.

4.2.1 Ipotesi di modellazione

I modelli agli elementi finiti (FEM) sono stati sviluppati utilizzando ABAQUS v.6.14 [2]. Le geometrie dei modelli numerici sono nominalmente identiche a quelle dei campioni provati nel progetto FREEDAM (vedi Fig. 4.1). In particolare, sono stati modellati i sottogruppi di dispositivi FFD con un numero diverso di rondelle a tazza pari a 9, 6, 3 e 0, mentre la geometria della parte fissa non è stata inclusa in quanto non ha alcuna influenza sui risultati, così da ridurre l'onere computazionale (vedi Figura 4.1b-i).

Il tipo di elemento finito solido C3D8I (lineare a 8 nodi, modi incompatibili) è stato adottato per tutte le piastre in acciaio ed i bulloni ad alta resistenza. La scelta dell'elemento finito è stata basata sulla sua capacità di evitare il fenomeno di shear-locking che può influire in modo significativo sulla rigidità iniziale della connessione, a differenza dell'elemento C3D8R.

Le proprietà dell'acciaio per i piatti sono state modellate considerando le proprietà elastiche nominali, mentre il comportamento non lineare è stato modellato mediante il criterio di snervamento di von Mises. L'incrudimento della fase plastica è stato simulato utilizzando il modello combinato cinematico e isotropo. La plasticità del metallo è stata considerata anche per lo strato di rivestimento M4. Le curve di tensione reale - deformazione reale adottate per il materiale M4 e le piastre in acciaio sono riportate nella Fig. 4.2.

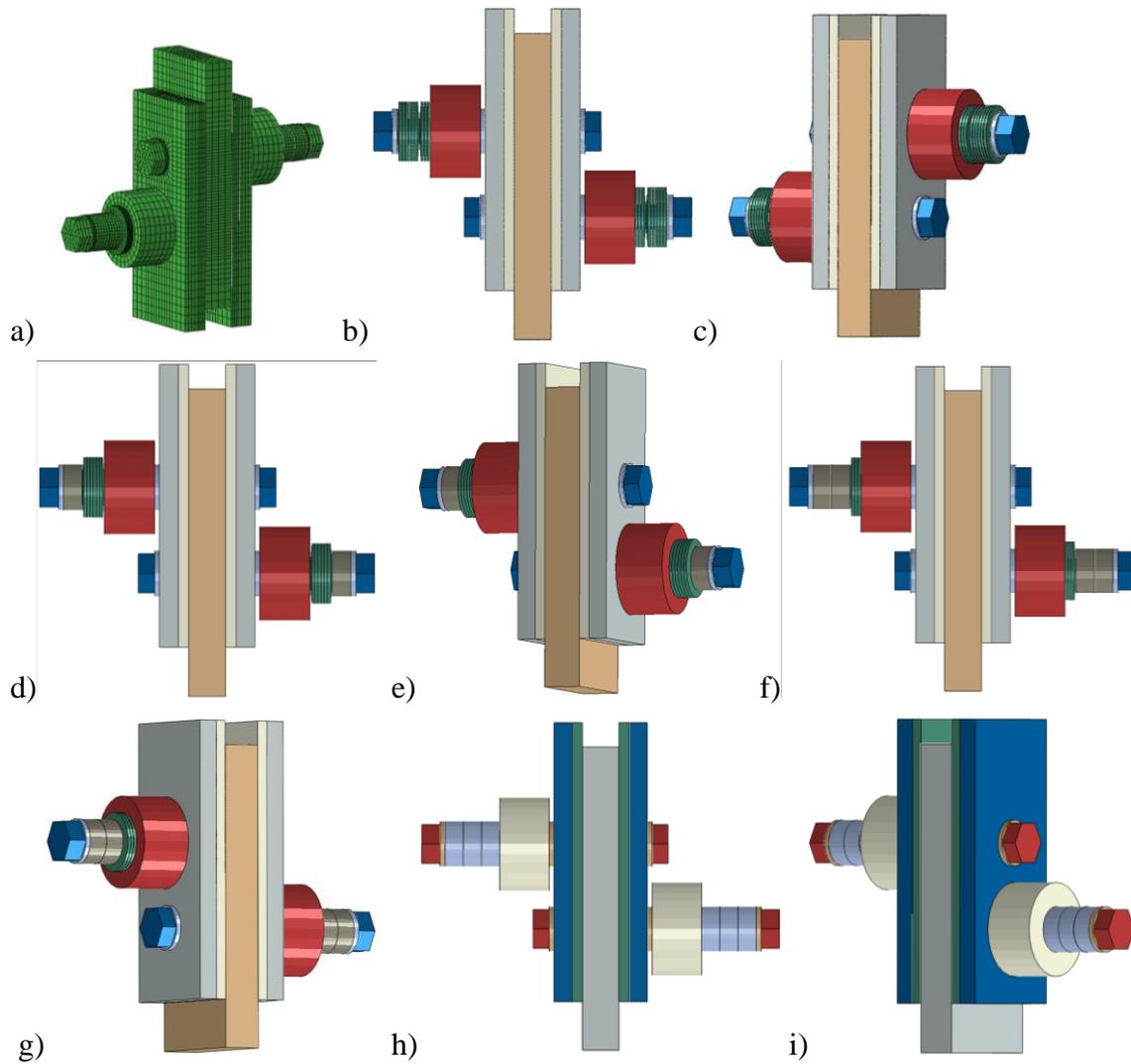
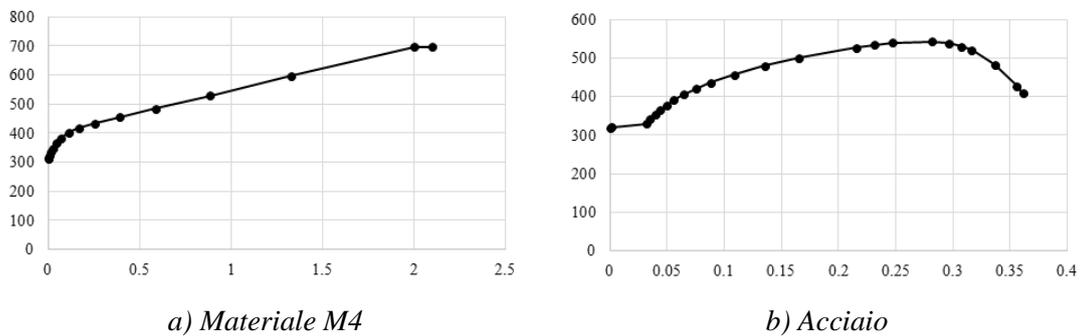


Figura 4.1 - Modelli FE generati di provini a taglio per sovrapposizione: a) esempio di mesh; b-i) sottogruppi con diverso numero di rondelle a tazza



a) Materiale M4

b) Acciaio

Figura 4.2 – legame tensione reale-deformazione reale

I bulloni sono stati modellati accoppiando un cilindro solido avente l'area lorda circolare nominale del bullone, mentre le curve di tensione reale - deformazione reale sono state derivate da [3, 4].

Tutte le possibili interazioni (testa del bullone alla piastra esterna, gambo del bullone al corrispondente foro del bullone, piastre a contatto) sono modellate mediante il “contatto superficie – superficie” con formulazione di scorrimento finito. Vengono considerati sia il comportamento tangenziale che quello normale, il primo utilizzando una formulazione di attrito “Penalty” insieme a “dati dipendenti dallo scorrimento” scalati per analisi esplicite, mentre il secondo utilizzando la formulazione “Hard-Contact”. I vincoli “Tie” sono stati utilizzati per modellare il legame tra lo strato di rivestimento M4 e lo spessore di acciaio.

Il serraggio del bullone è stato modellato utilizzando la funzione “Carico del bullone” disponibile nel software ed è stato imposto il valore di precarico di progetto. Il serraggio è stato applicato in una singola fase prima dell’applicazione del protocollo di carico.

I vincoli esterni sono stati simulati asservendo i nodi appartenenti alla porzione terminale della piastra interna del dispositivo ai punti di riferimento (RP). La storia di spostamento è stata imposta al RP situato a un’estremità del dispositivo. Il protocollo di carico e il numero di cicli di analisi sono uguali a quelli imposti sperimentalmente (ad esempio, vedi Fig. 4.3).

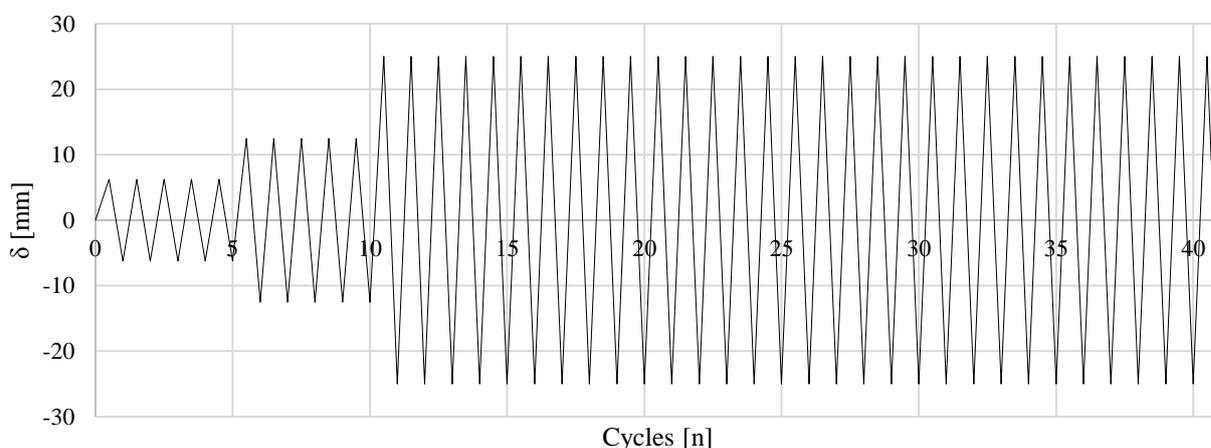


Figura 4.3 – Storia di spostamento della serie UT-NV

Le prove sperimentali effettuate a Salerno su provini a taglio per sovrapposizione con e senza rondelle a tazza hanno evidenziato il riscaldamento sviluppatosi a causa dell’attrito al crescere dello spostamento cumulato. Poiché il calore prodotto per attrito può influenzare il comportamento isteretico dei giunti di attrito a causa delle dilatazioni termiche sono state effettuate analisi termomeccaniche. Al fine di riprodurre la variazione di temperatura e la propagazione dovuta al riscaldamento indotto dall’attrito, si è tenuto conto anche delle proprietà termiche. Il Calore Specifico “ c ” è stato posto pari a $4.52E+8$ mJ / ton / °C, il coefficiente di dilatazione termica “ α_L ” è stata assunta pari a $1.26E-5$ mm / mm / °C e la Conduttività Termica “ k ” pari a 48 mW / mm / °C.

Sono state condotte sia analisi dinamiche termomeccaniche implicite quasi statiche che esplicite per indagare sull’efficienza e l’accuratezza computazionale di questi tipi di analisi. Un esempio che mostra la differenza tra il tipo di analisi è riportato in Fig. 4.4. Va notato che entrambi i tipi di analisi sono efficaci per simulare il comportamento complessivo delle connessioni di attrito. In generale, le analisi implicite forniscono risultati più affidabili di quelle esplicite. D’altra parte, le analisi esplicite forniscono vantaggi in termini di efficienza computazionale. La Tabella 4.1

riassume il tempo medio di calcolo necessario per eseguire ogni tipo di analisi. Come può essere facilmente riconosciuto, l’analisi implicita richiede uno sforzo computazionale più elevato.

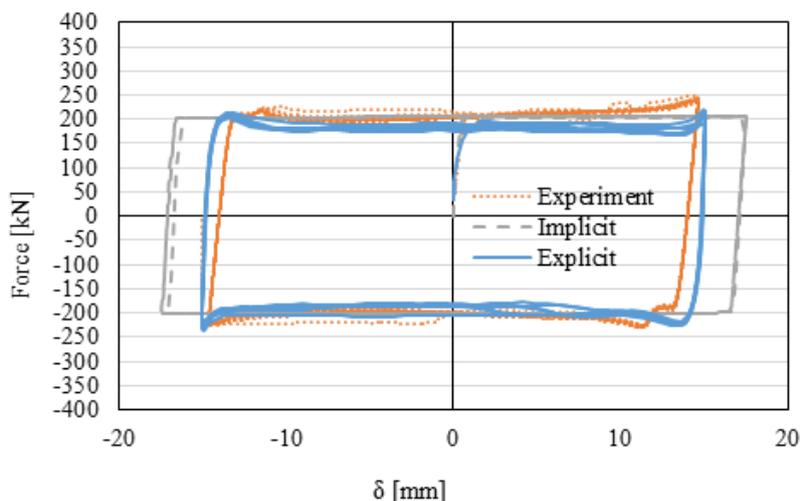


Figura 4.4 – Confronto tra prova sperimentale e risultati delle analisi implicite ed esplicite

Tabella 4.1: Confronto tra analisi implicite ed esplicite

Solutore	Durata media dell’analisi	Commento sui risultati
Implicito	24 ore	Entrambi i solutori forniscono risultati analoghi a quelli sperimentali
Esplicito	6 ore	

La Tabella 4.2 riporta i tipi di provini con il corrispondente numero di rondelle a tazza (DS). La geometria della parte fissa dei provini è stata ignorata per diminuire il tempo di calcolo, poiché non ha alcuna influenza sui risultati (vedi Fig.4.1b-i).

Tabella 4.2: Codice identificativo dei provini con rondelle a tazza

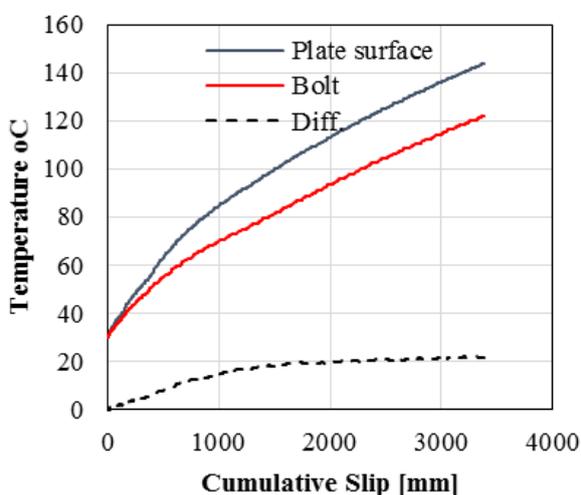
No. of DS	M6	M4
9 DS	NV 21	NV 17
6 DS	NV 22	NV 18
3 DS	NV 23	NV 19
0 DS	NV 24	NV 20

I risultati numerici sono discussi di seguito sulla base dei seguenti parametri: i) Forza di scorrimento [kN] - Spostamento [mm] / Tempo [s]; ii) Precarico [kN] - Spostamento [mm]; iii) Temperatura [kN] - Spostamento [mm] / Tempo [s].

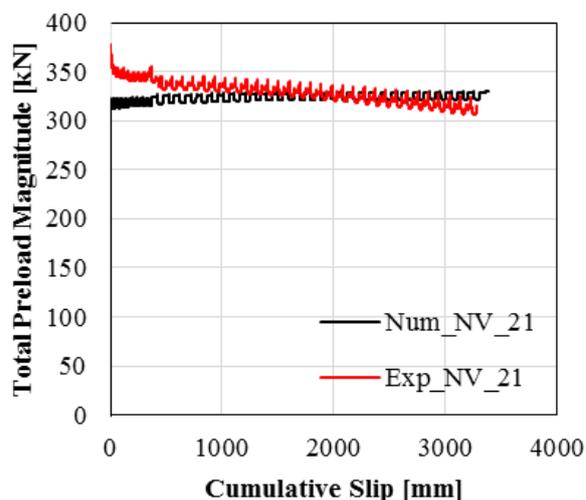
4.2.2 Validazione e discussione dei risultati

4.2.2.1 Influenza delle rondelle a tazza nei giunti per sovrapposizione con materiale attritivo M6 [NV-21-22-23-24]

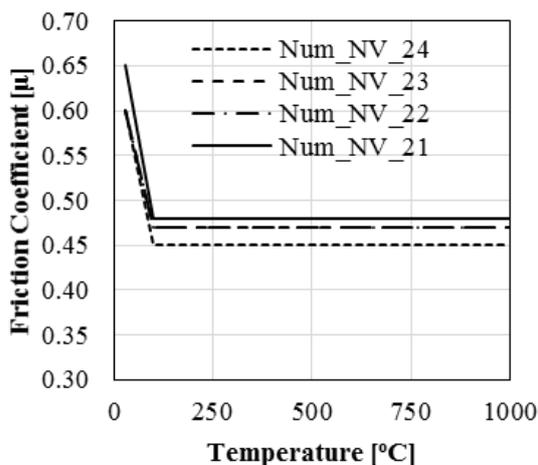
La Figura 4.5 riassume i principali risultati ottenuti sul comportamento locale dei giunti a taglio per sovrapposizione con materiale M6. In particolare, la Fig.4.5a mostra per il modello NV-21 che la temperatura negli elementi di assemblaggio (sia bulloni che piastre) aumenta con lo scorrimento cumulato. Come previsto, l’energia dissipata dall’attrito viene convertita in energia termica. È stato osservato che dopo 3000 mm di scorrimento cumulato, la differenza di temperatura media tra la superficie della piastra e il bullone è compresa tra circa 15 °C e 20 °C per tutti i modelli. Pertanto, si evince che le forze di precarico non sono influenzate in modo significativo e rimangono costanti nei modelli (vedi Fig. 4.5b), soprattutto perché l’espansione termica si verifica in maniera pressoché sia nelle piastre che nei bulloni.



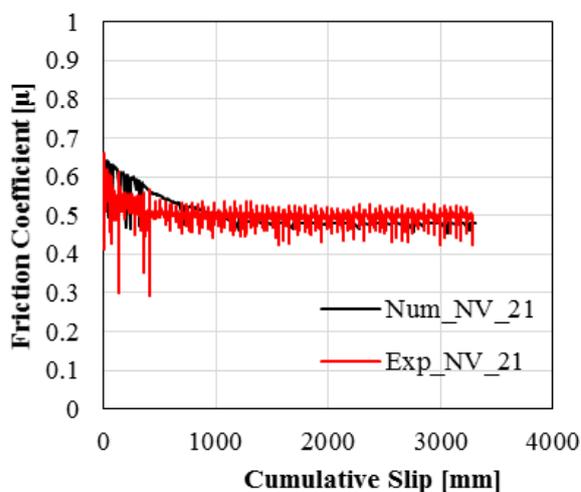
a) Temperatura negli elementi del modello



b) variazione del serraggio



c) Coefficiente di attrito in funzione della temperatura



d) variazione del coefficiente di attrito

Figura 4.5 – Risposta scorrimento vs spostamento dei Modelli NV-21-22-23-24

La perdita parziale del coefficiente di attrito è stata modellata utilizzando leggi di attrito dipendenti dalla temperatura calibrate sulla base dei risultati sperimentali (vedi Fig. 4.5c). All’aumentare della temperatura a causa del continuo scorrimento delle piastre, il coefficiente di attrito diminuisce di conseguenza e, come è possibile osservare in Fig. 4.5d, i modelli prevedono questi fenomeni in maniera soddisfacente.

La Figura 4.6 mostra il confronto tra le curve sperimentali e numeriche in termini di forza di scorrimento e spostamento. Come si può osservare, i modelli FE sono pienamente in grado di riprodurre le curve isteretiche, fornendo così risultati accurati.

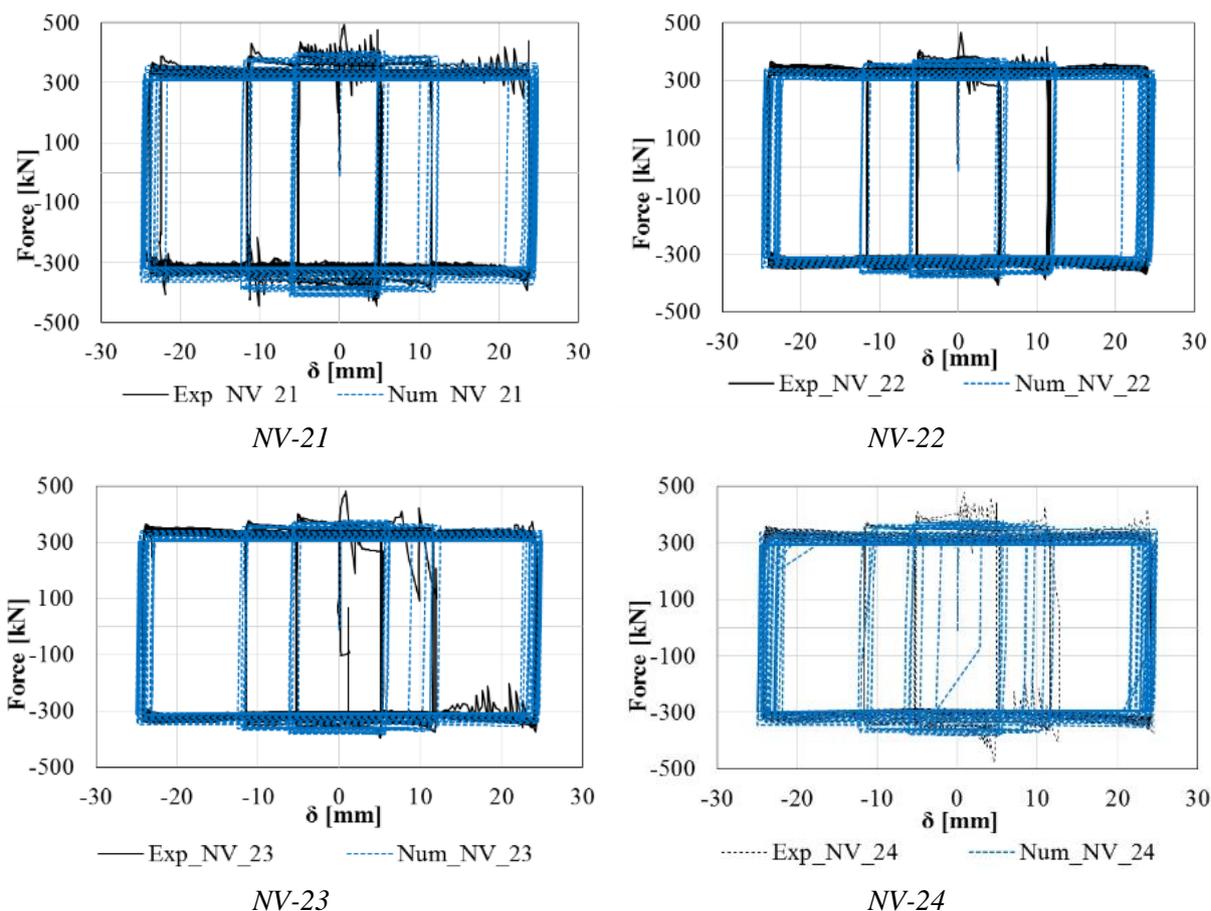
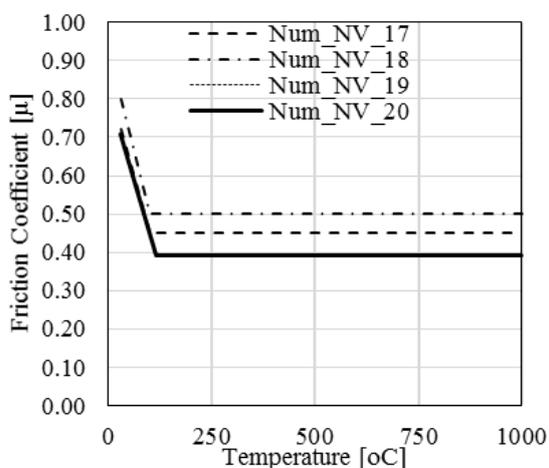


Figura 4.6 – Confronto numerico-sperimentale della risposta dei nodi per sovrapposizione con materiale M6 [NV-21-22-23-24]

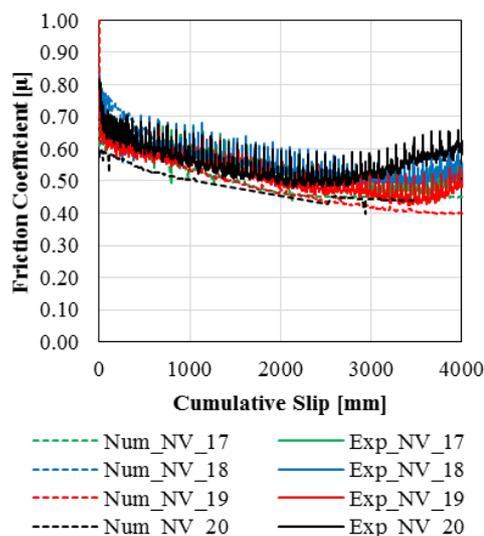
4.2.2.2 Influenza delle rondelle a tazza nei nodi per sovrapposizione con materiale M4 [NV-17-18-19-20]

Come osservato durante le prove sperimentali, il materiale M4 mostra il maggiore degrado della resistenza d’attrito durante lo scorrimento, richiedendo così una modellazione più complessa. Anche in questo caso non sono state osservate differenze significative in termini di perdita di precarico tra i modelli con numero variabile di rondelle a tazza. Quando la temperatura aumenta a causa del continuo scorrimento delle piastre, il coefficiente di attrito diminuisce in base ai dati di input dipendenti dalla temperatura (vedi Fig. 4.7a). Inoltre, non esiste una relazione diretta tra il numero di rondelle a tazza e il degrado dei coefficienti di attrito (vedi Fig. 4.7b). Le curve

forza di scorrimento - spostamento sono rappresentate in Fig. 4.8, dove si può riconoscere l’evidente degrado della capacità di scorrimento ciclo per ciclo.



a) Coefficiente di attrito in funzione della temperatura



b) variazione del coefficiente di attrito

Figura 4.7 – Coefficienti d’attrito per giunti con sovrapposizione con materiale M4 [NV-17-18-19-20]

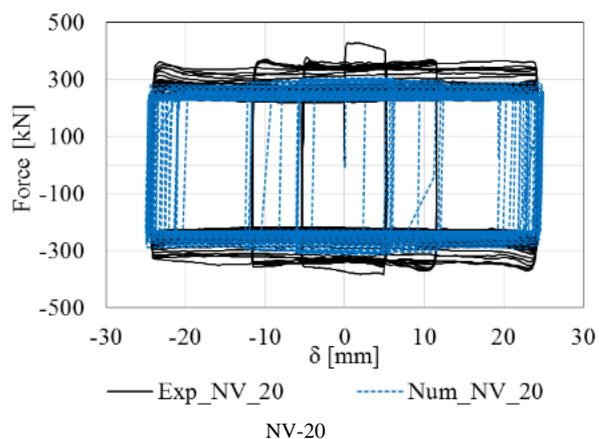
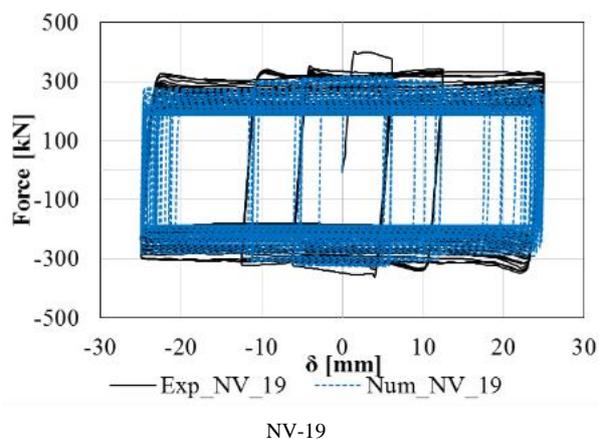
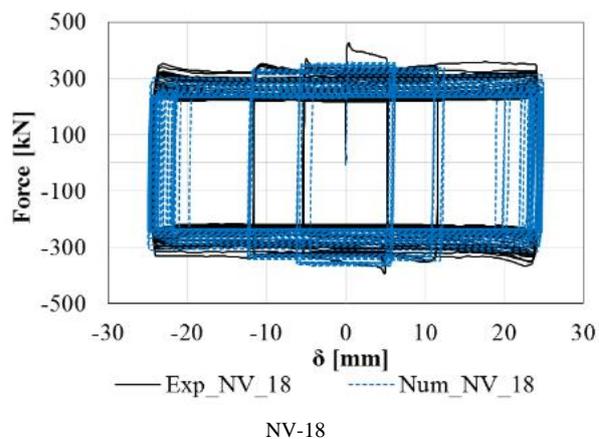
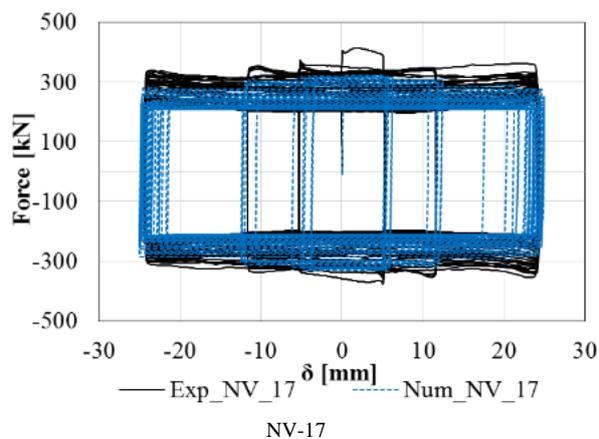


Figura 4.8 – Confronto numerico-sperimentale della risposta dei nodi per sovrapposizione con materiale M4 [NV-17-18-19-20]

4.2.2.3 Dipendenza del coefficiente di attrito dalla pressione di contatto

Al fine di studiare la dipendenza dalla pressione dei coefficienti di attrito, sono state monitorate le interazioni sull'area di contatto e le forze normali dovute ai contatti per ciascuna interazione. Con l'aiuto di questi dati, è possibile stabilire una relazione tra la forza di attrito misurata sperimentalmente, la pressione di contatto e la sua area di contatto associata mediante la seguente espressione:

$$F_f = \mu(F_{pre}) \cdot F_{pre} \approx \int_A \mu(P) \cdot P \cdot dA \approx \sum_i \mu(P_i) \cdot P_i \cdot A_i \approx \mu(F_N) \cdot F_N \quad (4.1)$$

dove:

F_f = Forza d'attrito misurata sperimentalmente

F_{pre} = forza di serraggio misurata sperimentalmente

F_N = forza di serraggio misurata dalla simulazione

P = pressione di contatto misurata dalla simulazione

A = area di contatto misurata dalla simulazione

$\mu(F_{pre})$ = coefficiente di attrito derivato dalla sperimentazione

$\mu(F_N)$ = coefficiente di attrito ricavato dalla relazione tra risultati sperimentali e simulazioni

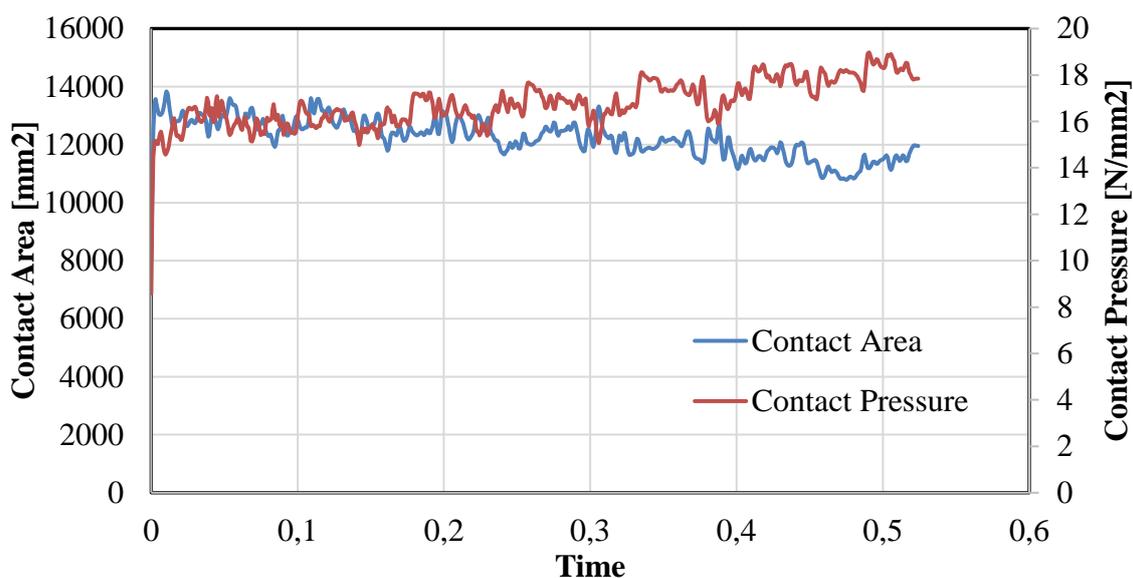


Figura 4.9 – Area di contatto vs. pressione di contatto

Oltre a questo, in realtà non importa quale sia la grandezza del precarico, vale a dire la pressione di contatto e le aree di contatto misurate seguono sempre la stessa tendenza nelle simulazioni dei test uniassiali come si può vedere nelle Fig. 4.10 e 4.11. Questa situazione mostra anche che i materiali sono abbastanza rigidi da non essere influenzati dalla pressione di contatto. Questa leggera diminuzione dell'area di contatto è conseguenza di una deformazione elastica / plastica delle superfici o di una leggera flessione delle piastre.

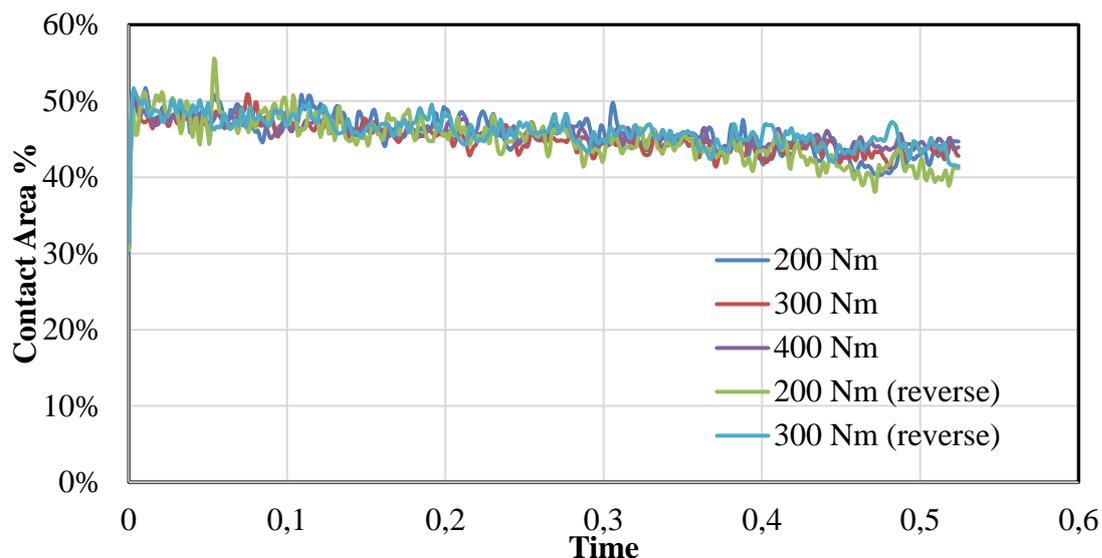


Figura 4.10 – Percentuale di area di contatto per diversi valori della coppia di serraggio.

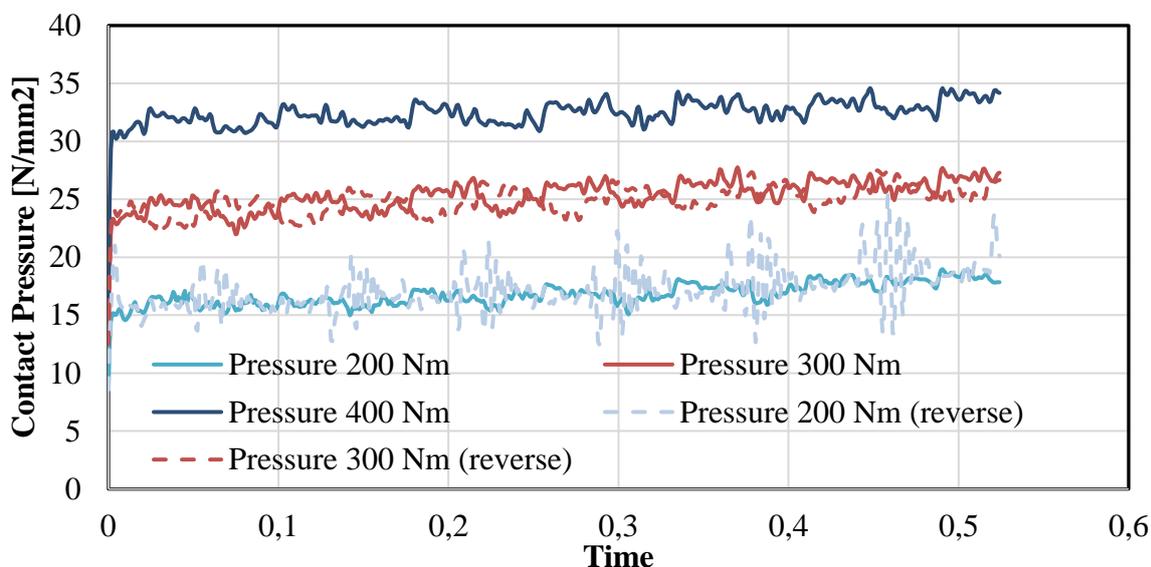


Figura 4.11 – Pressioni di contatto per diversi valori della coppia di serraggio.

Tuttavia, gli esperimenti hanno indicato che valori di precarico più elevati determinano coefficienti di attrito inferiori a causa delle caratteristiche tribologiche delle interfacce e anche con il movimento continuo era osservabile un degrado molto leggero dell'attrito, che potrebbe essere dovuta alla perdita dell'area di contatto e quindi all'aumento della pressione.

4.3 MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITE DELLE CONNESSIONI FREEDAM

Le analisi ad elementi finite delle connessioni FREEDAM sono state rivolte allo studio del comportamento locale degli assiemi trave-colonna al fine di valutare gli effetti del meccanismo di trasferimento dalla trave al pilastro e la redistribuzione locale di forze e deformazioni all'interno dei bulloni dei dispositivi.

Una volta validati i modelli rispetto alle prove sperimentali, sono state effettuate simulazioni parametriche per indagare le prestazioni monotone e cicliche dei giunti dotati di smorzatori di attrito

4.3.1 Ipotesi di modellazione

Le prove sperimentali sono state utilizzate per validare i modelli agli elementi finiti sviluppati utilizzando Abaqus v 6.14 [2]. Le analisi quasi statiche sono state eseguite utilizzando il solutore Dynamic Implicit. Le caratteristiche geometriche degli assemblaggi sperimentali sono state replicate nel software discretizzando le parti solide utilizzando l'elemento finito C3D8R (un lineare a 8 nodi con integrazione ridotta). Sono state prese in considerazione le non linearità sia geometriche che meccaniche. Le prove sperimentali sui gli assiemi trave-pilastro più grandi hanno evidenziato uno slittamento inaspettato tra il pilastro e il setup sperimentale e quindi nel modello numerico è stata presa in considerazione tale sorgente di deformabilità. La Figura 4.12 mostra la forma generale del modello e la Figura 4.13 mostra le proprietà medie del materiale ottenute sperimentalmente.

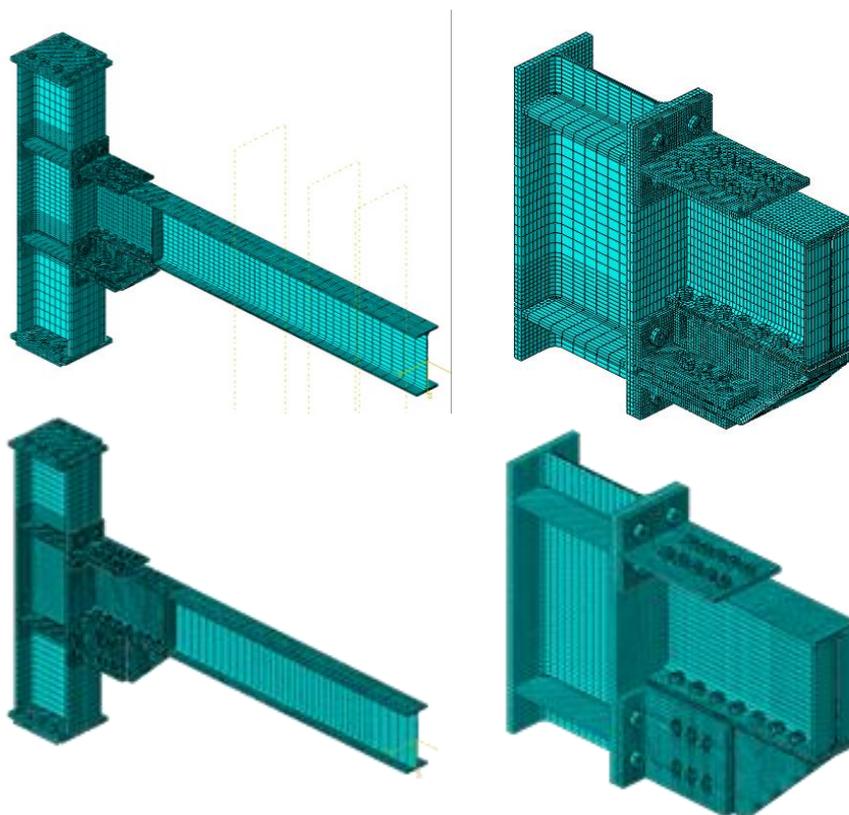
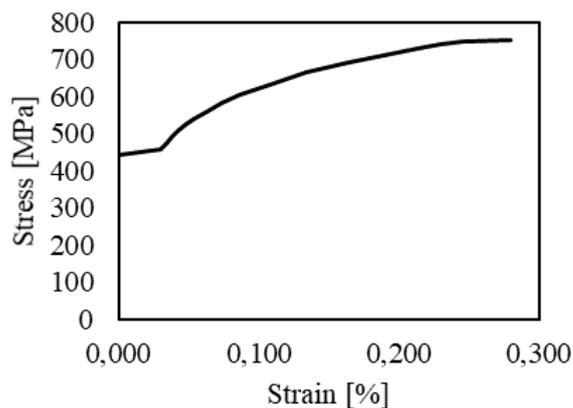


Figura 4.12 – Caratteristiche del modello ad elementi finite dei nodi trave-colonna con dispositivi FREEDAM

Le proprietà meccaniche dell'acciaio sono state ricavate dai risultati delle prove sui materiali eseguite in laboratorio nell'ambito della campagna sperimentale. La tensione di snervamento è pari a 380 MPa per le travi, 427 MPa per le colonne e 443MPa sia per L-stub che per T-stub . Il modulo elastico è stato assunto pari a 210000MPa e il coefficiente di Poisson pari a 0,3.

Il ramo non lineare del legame costitutivo è stato implementato utilizzando il metodo di input a mezzo ciclo ed assumendo sia incrudimento cinematico che isotropo, come descritto da [5-10]. I bulloni sono stati modellati come mostrato da [3,4].



Material properties

Figura 4.13 – curva media di tensioni-deformazioni per acciaio S355

Alle parti del modello a contatto, come i bulloni e le piastre, sono state assegnate interazioni che modellano sia il comportamento Normale (tramite l'opzione “Hard Contact”) sia il comportamento Tangenziale per definire lo scorrimento relativo (utilizzando l'attrito di Coulomb). Inoltre, per simulare la perdita parziale del coefficiente di attrito dovuta allo smussamento della rugosità superficiale dell'imbottitura rivestita dal materiale attritivo, sono state utilizzate le leggi di attrito dipendenti dalla temperatura mostrate nella Sezione 1.2, quindi il coefficiente di attrito diminuisce con l'aumento della temperatura a causa del continuo scorrimento delle piastre. Le proprietà di attrito sono riportate nella Tabella 4.3. Le simulazioni mostrate di seguito sono state eseguite assumendo il percentile del 5% del coefficiente d'attrito dinamico.

Tabella 4.3: Proprietà del materiale attritivo

Coefficiente d'attrito	5% Percentile	95% Percentile
	$\mu_{5\%}$	$\mu_{95\%}$
Statico	0.69	0.84
Dinamico	0.53	0.65

Poiché non sono previste deformazioni plastiche nelle componenti saldate, sono stati utilizzati vincoli interni che collegano tra loro superfici a contatto per replicare in modo semplificato la presenza di saldature a piena penetrazione.

Le analisi sono state eseguite considerando due fasi di carico: (i) serraggio con bulloni e (ii) applicazione della storia di spostamento.

Le condizioni al contorno dei giunti sono state accuratamente simulate per riprodurre quelle utilizzate durante le prove. Inoltre, la trave è stata vincolata lateralmente con vincoli fuori dal piano situati nelle stesse sezioni della configurazione sperimentale. Il protocollo di carico AISC 341 [11] fino al 5% di spostamento di interpiano è stato applicato all'estremità della trave coerentemente con la procedura di prova.

4.3.2 Validazione e discussione dei risultati: nodi esterni

Le ipotesi di modellazione adottate simulano efficacemente sia la risposta globale che quella locale dei nodi provati sperimentalmente, come si può osservare nelle Fig. 4.14 e 4.15.

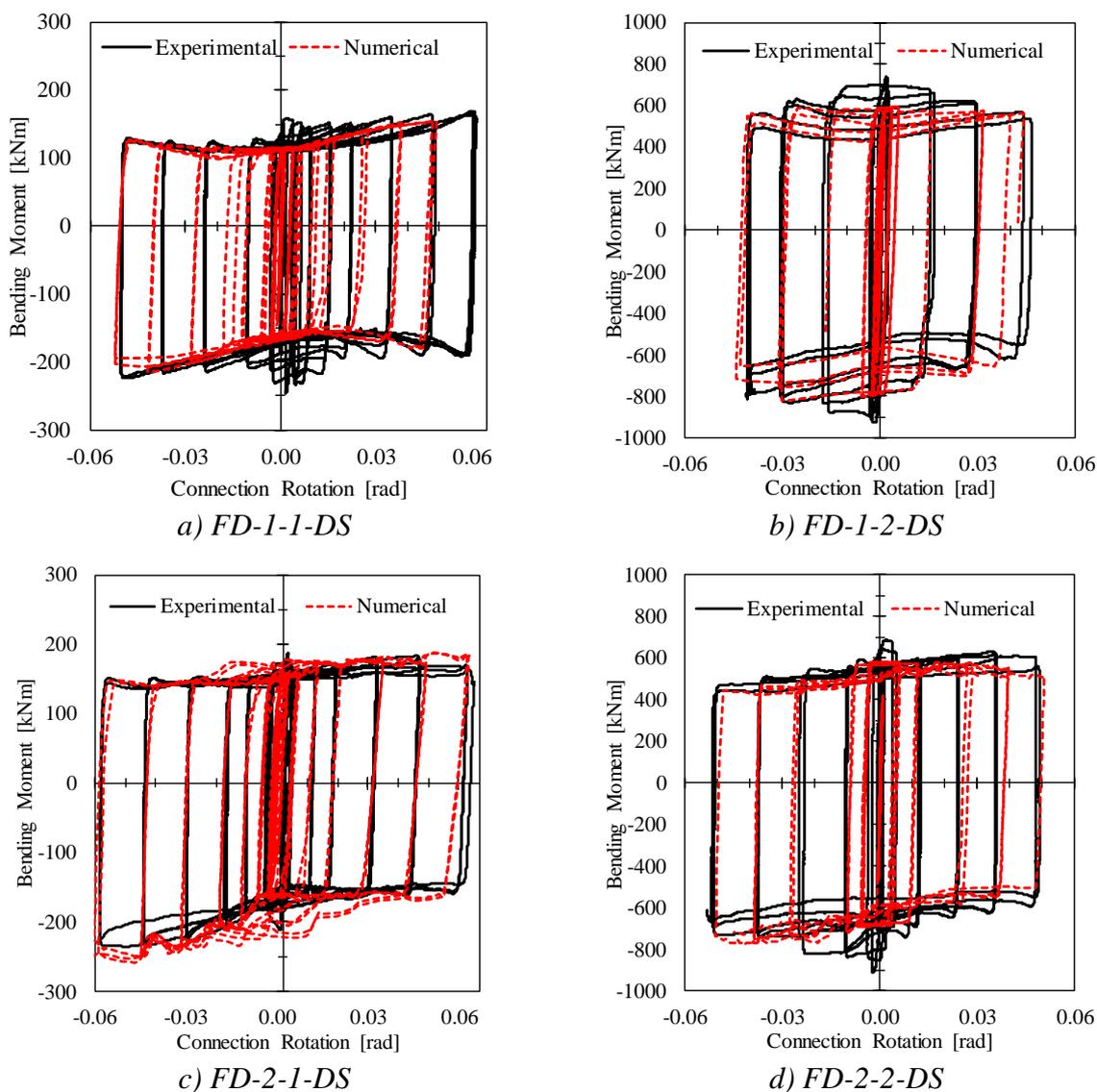


Figura 4.14 – Confronto sperimentale-numerico in termini di curve momento-rotazione

Poiché la transizione dall’attrito statico a quello dinamico non è stata modellata, la risposta del giunto durante i cicli iniziali non viene replicata accuratamente. Tuttavia, questa imprecisione scompare all’aumentare del numero di cicli.

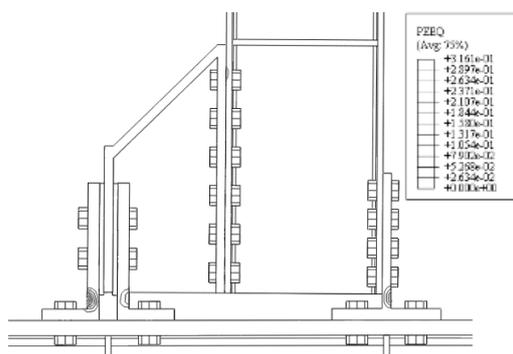
Durante la campagna sperimentale non sono stati osservati danni agli elementi in acciaio. Tuttavia, le analisi numeriche mostrano alcune leggere deformazioni plastiche, rappresentate in termini di deformazione plastica equivalente (PEEQ) in Fig. 4.15, alla base dell’anima del collegamento a T superiore (dove si trova il centro di rotazione), e alla base degli angolari a L, nell’area della flangia della trave sotto il collegamento a T. Inoltre, si possono osservare deformazioni plastiche nei gambi dei bulloni nel dispositivo di attrito. Infatti, la configurazione dello smorzatore orizzontale induce effetti flessionali con due sezioni di contatto.



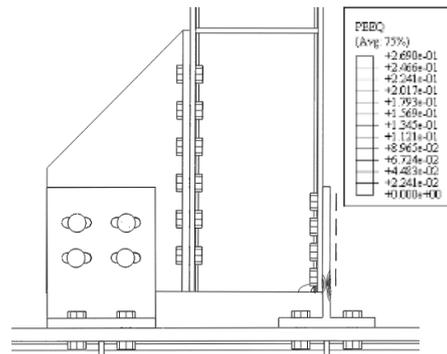
a) nodo FD 1-1



b) nodo FD 2-1



c) distribuzione delle PEEQ nel modello FD 1-1



d) distribuzione delle PEEQ nel modello FD 2-1

Figura 4.15 – Confronto sperimentale-numerico a deformazione pari al 5%

Al contrario, i bulloni nello smorzatore verticale hanno una zona di appoggio a metà lunghezza del gambo bloccato, che porta a una maggiore deformazione plastica locale (vedi Fig. 4.16). Inoltre, in questo secondo caso i bulloni in prossimità della faccia della colonna non presentano deformazioni plastiche.

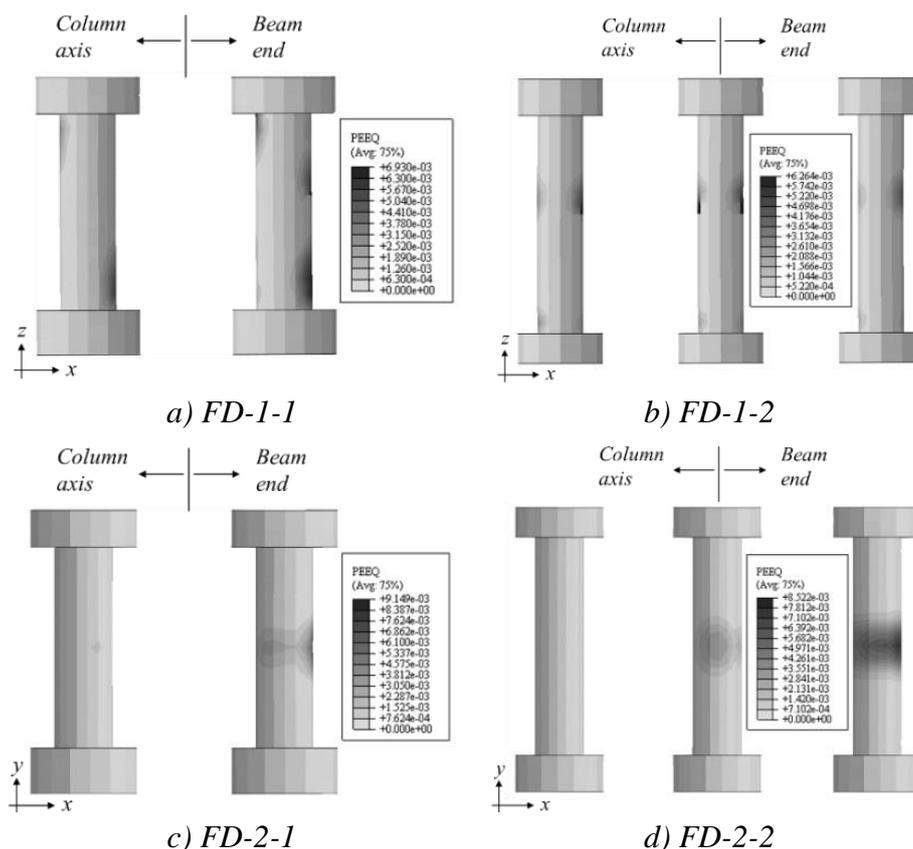


Figura 4.16 – Deformazione plastica equivalente (PEEQ) nei bulloni dello smorzatore

4.3.3 Validazione e discussione dei risultati: nodi interni

I nodi interni (di seguito indicati nei grafici anche come nodi a “X”) mostrano quasi lo stesso comportamento dei nodi esterni (di seguito indicati nei grafici come nodi a “T”), poiché il pannello dell'anima della colonna rimane in campo elastico e il meccanismo non-lineare si sviluppa solo negli smorzatori Freedom. Pertanto, di seguito viene semplicemente mostrato il confronto tra la risposta dei nodi interni ed esterni dotati sia di smorzatore con meccanismo di attrito orizzontale che a meccanismo di attrito verticale.

Le figure 4.17a e 4.18a mostrano, rispettivamente, le curve di risposta momento-rotazione dei nodi con smorzatore con meccanismo di attrito orizzontale e verticale. Come si può banalmente osservare, le differenze sono trascurabili e sono dovute principalmente alla diversa rigidezza della colonna, che è più rigida nel caso di nodi interni, quindi a parità di rotazione della corda imposta il contributo rotazionale della colonna è minore e lo scorrimento del dispositivo è leggermente maggiore così come la sua corrispondente reazione.

La deformata e le distribuzioni delle sollecitazioni sono quasi le stesse per entrambi i giunti a T e X, come si può osservare confrontando rispettivamente la Figura 4.17b con la 4.17c e la Figura 4.18b con 4.18c.

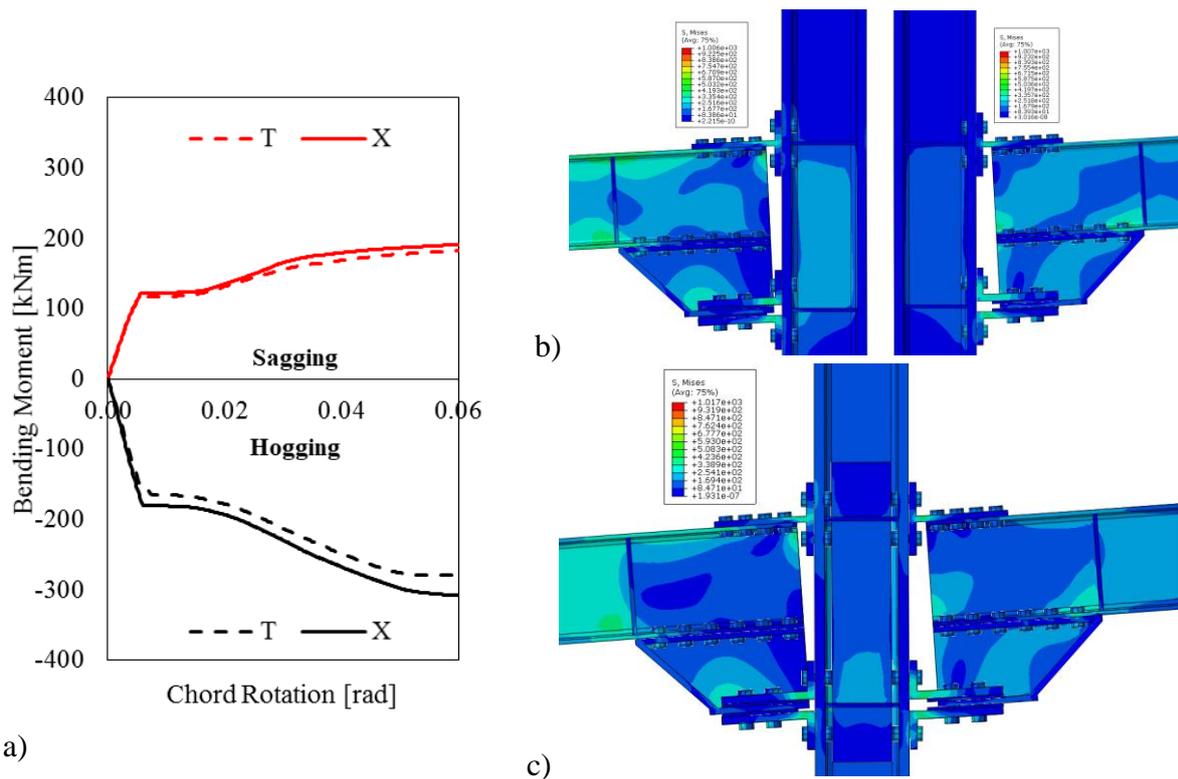


Figura 4.17 – Confronto tra nodi esterni ed interni con smorzatore a scorrimento orizzontale

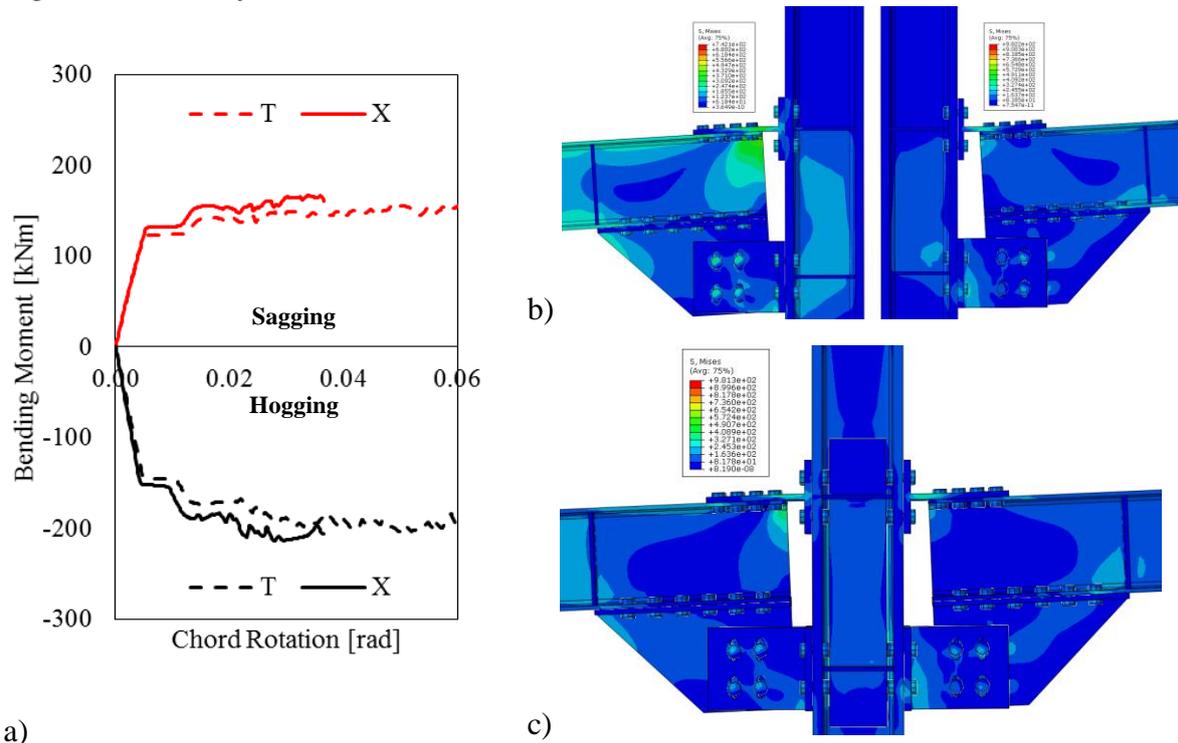


Figura 4.18 – Confronto tra nodi esterni ed interni con smorzatore a scorrimento verticale

4.4 SINTESI DEI RISULTATI AI FINI DELLE REGOLE DI PROGETTO

4.4.1 Taglio nelle connessioni a T ed a L

Tramite le analisi ad elementi finiti è stato studiato il comportamento locale dei giunti FREEDAM al fine di caratterizzare qualsiasi aspetto relativo al progetto delle connessioni (T-stub e L-stub). In particolare, è stato controllato il taglio trasmesso alle connessioni, perché questi elementi dovrebbero garantire la resistenza a trazione e taglio combinate per evitare collassi prematuri.

La Figura 4.19 mostra la distribuzione delle forze di taglio lungo l'anima degli elementi a T e a L delle connessioni bullonate, nonché la forza di taglio totale nella sezione in corrispondenza della faccia della colonna. In entrambe le configurazioni del dispositivo di attrito, il taglio cumulato nelle due componenti (cioè la somma dei valori assoluti rilevanti) è maggiore della forza di taglio complessiva (vedi la Figura 4.19 a e c per il tipo 1 e la Figura 4.19 b e d per il tipo 2). Al fine di indagare l'evoluzione della forza di taglio con la rotazione della connessione, sono state alternativamente eseguite analisi monotone a momento negativo e positivo.

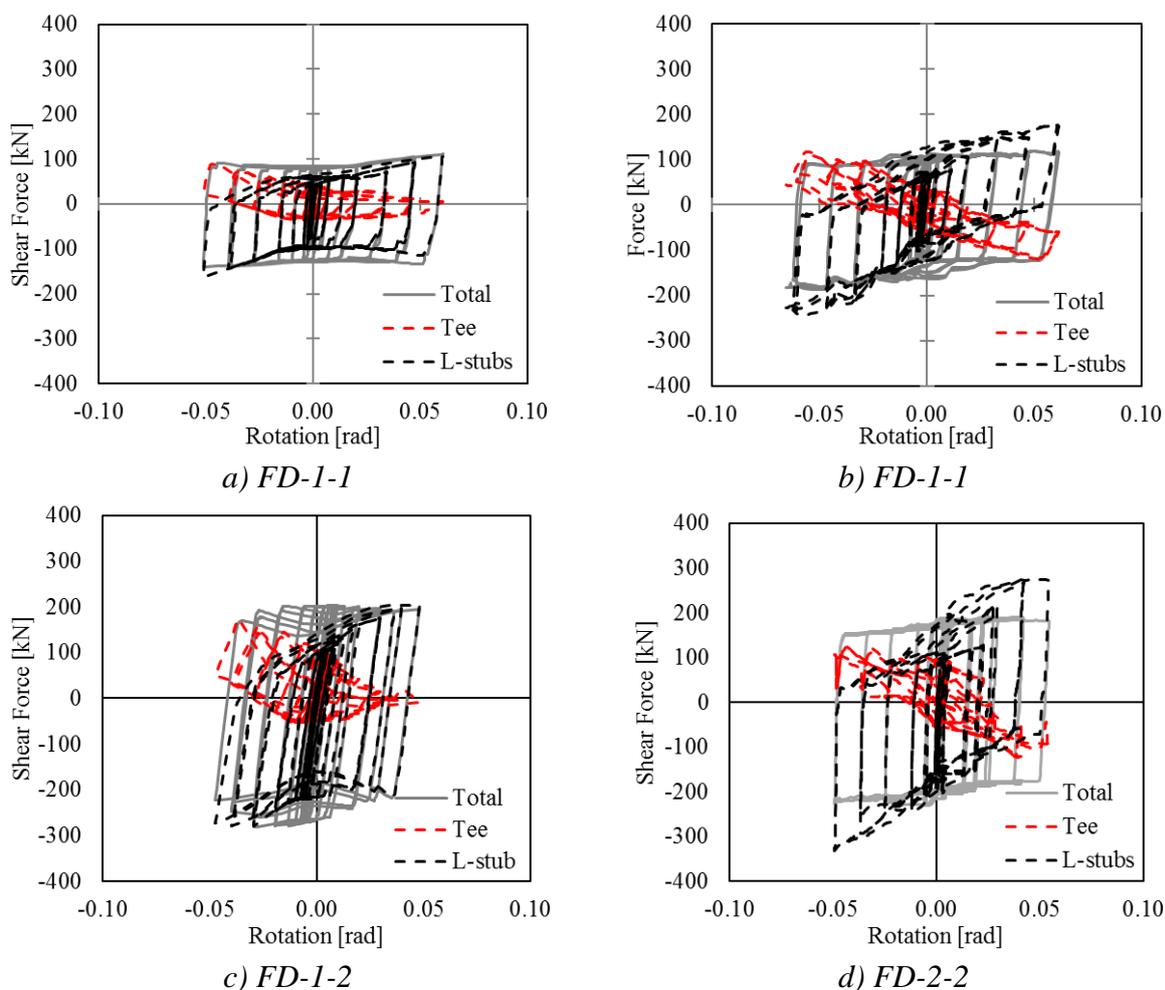


Figura 4.19 Forza di taglio trasmessa alle diverse componenti

I risultati presentati nella Figura 4.20 confermano le osservazioni precedenti e offrono informazioni sull'entità del taglio trasferito da ciascun componente. In effetti, per i casi investigati, gli elementi a L trasferiscono una forza di taglio maggiore rispetto alla connessione

a T superiore. I nodi della configurazione 1 sono caratterizzati da valori del taglio massimo trasferito dal T pari a circa il 50% del taglio totale, mentre gli angolari a L raggiungono valori prossimi al 100% del taglio totale (Figura 4.20 a,c). Tuttavia, mentre i componenti della Configurazione 1 trasferiscono il taglio fino al taglio totale massimo, i nodi della Configurazione 2 (Figura 4.20 b, d) mostrano lo stesso comportamento osservato ciclicamente, ovvero il taglio nei componenti raggiunge valori maggiori del taglio totale. Infatti, il taglio trasferito dagli L-stub raggiunge un valore quasi doppio del taglio totale per valori di rotazione intorno a 0,06 rad.

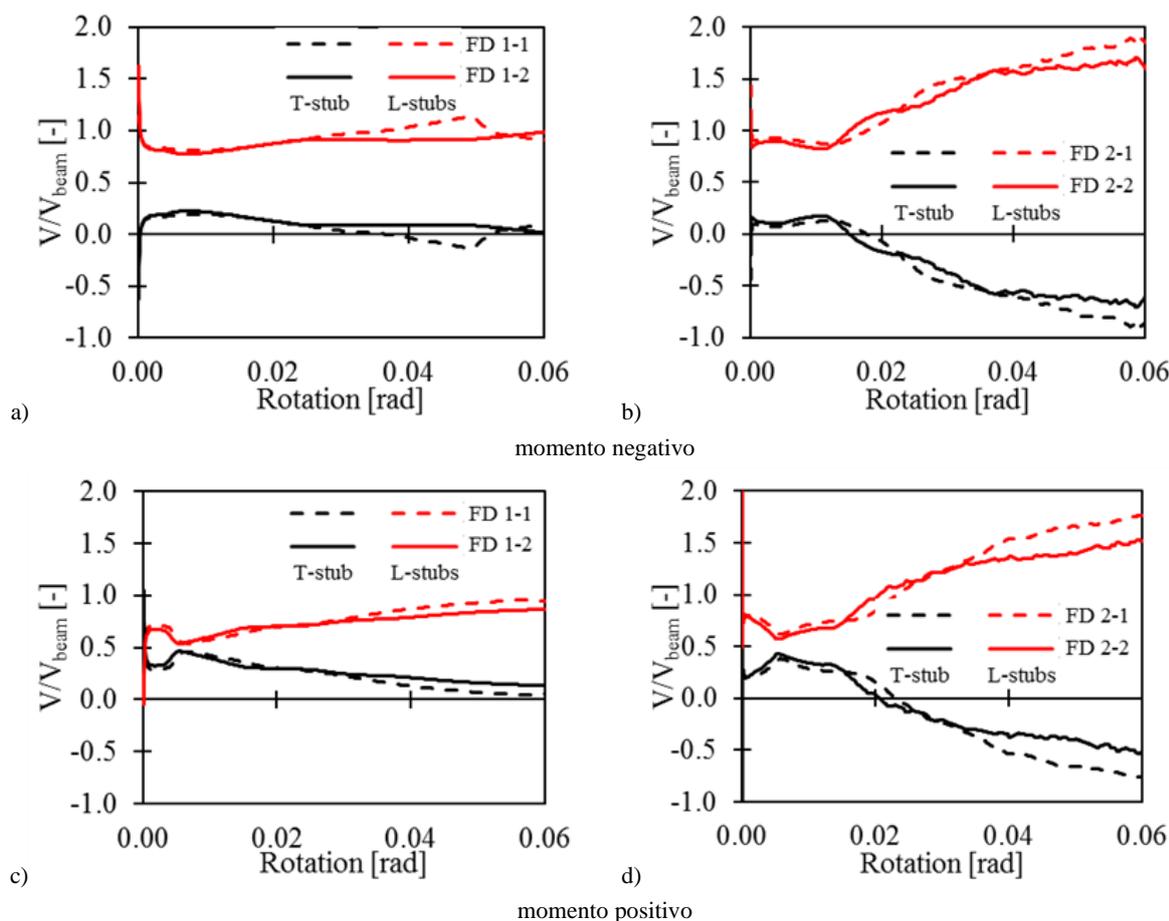


Figura 4.20 Taglio nelle connessioni bullonate in faccia alla colonna

Le differenze di distribuzione della forza di taglio tra i 2 componenti sono principalmente dovute alla maggiore rigidezza degli angolari ad L nel piano verticale e dalla componente della forza di scorrimento verticale. In effetti, il meccanismo di trasferimento della forza di taglio tra i componenti (per il confronto vedere la Figura 4.16) è altamente complesso e dipende dalla configurazione. Il nodo di tipo 1 (FD 1-1-DS) è caratterizzato da forze di taglio dello stesso segno trasferite dagli angolari a L e in misura minore dalla connessione a T superiore. Al contrario, la connessione a T di FD 2-1-DS porta una forza di taglio di segno opposto, a causa del livello elevato di forza di taglio trasferito dagli angolari a L, al fine di preservare l'equilibrio con il taglio nella trave.

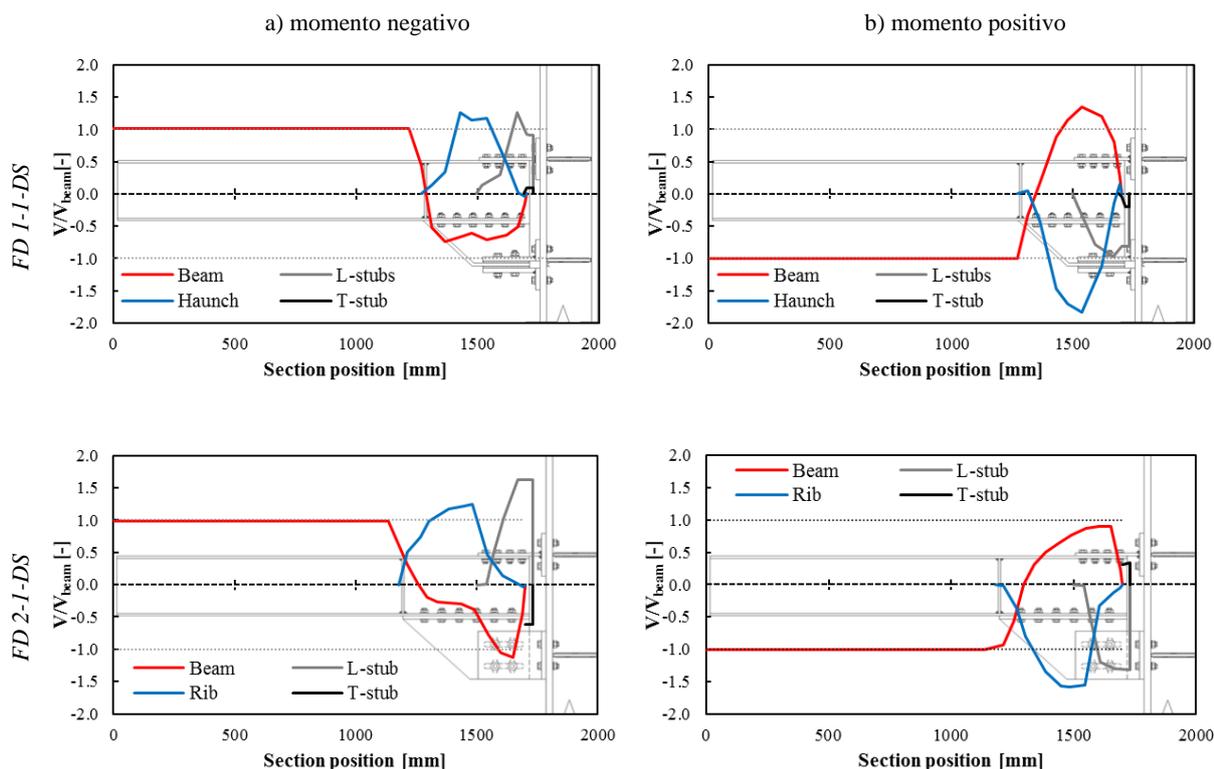


Figura 4.21 Distribuzione del taglio negli elementi connessi a 0.04 rad di rotazione

Nelle analisi effettuate sui modelli per simulare le prove sperimentali è stato osservato che una piccola concentrazione di deformazioni plastiche si trova alla base dell'anima della connessione a T, degli angolari a L (nel caso della Configurazione 1), dei bulloni dello smorzatore ad attrito e in misura ridotta nella trave (la connessione anima-flangia all'estremità della trave immediatamente al di sotto della connessione a T e nelle asole all'estremità della connessione trave-smorzatore). Questi risultati sono presentati nella Figura 4.22 in termini di distribuzione di deformazione plastica equivalente (PEEQ). Come si può osservare nella legenda delle PEEQ che vengono valutati alla rotazione pari a 0,05rad, la configurazione di smorzatori ad attrito orizzontale mostra i valori maggiori delle deformazioni plastiche. Questo risultato, infatti, può essere osservato anche in termini di energia dissipata, presentata in Figura 4.23. Infatti, l'energia di attrito normalizzata rispetto all'energia totale dissipata per la prima configurazione è minore rispetto alla seconda configurazione ed è vero il contrario in termini di energia plastica normalizzata. Sebbene la configurazione del secondo smorzatore porti a minori deformazioni plastiche, vale la pena notare che il danno alla plastica è limitato per entrambe le configurazioni, la massima dissipazione di energia plastica è inferiore al 5% dell'energia totale dissipata a 0,05 rad.

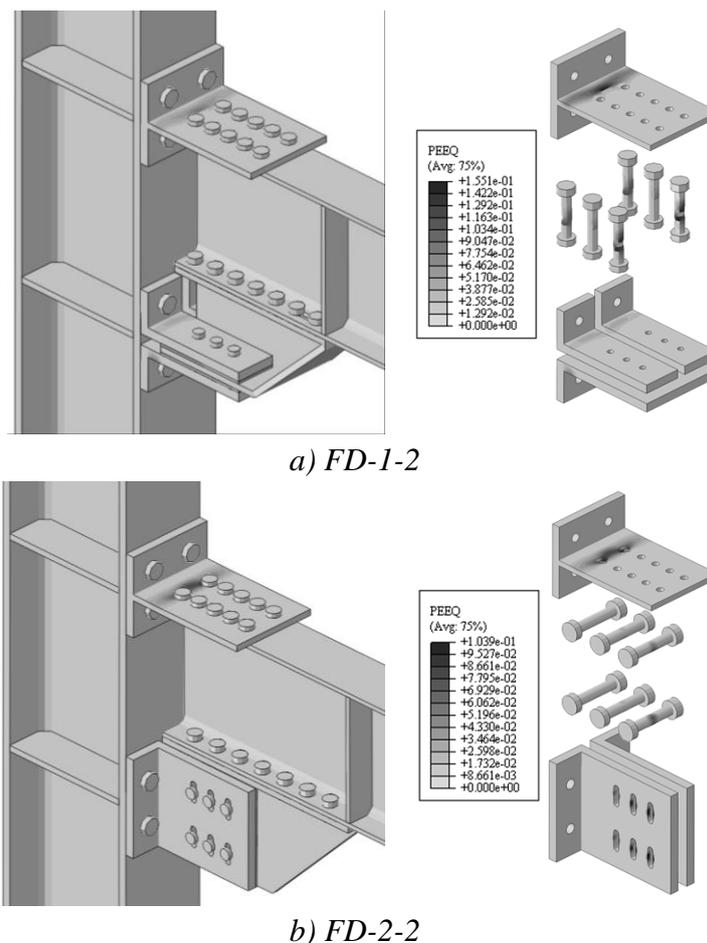


Figura 4.22 Distribuzione delle PEEQ a 0.05rad

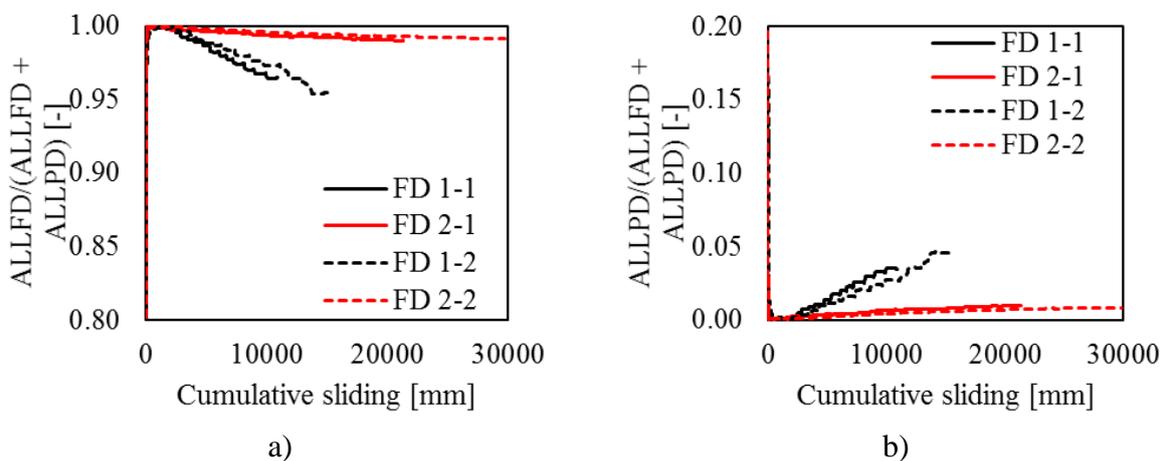


Figura 4.23 Energia dissipata normalizzata: a) energia per attrito; b) energia per deformazione plastica

4.4.2 Influenza della forza di precarico nei bulloni dello smorzatore

Le prove sperimentali hanno confermato l'importanza della forza di serraggio applicata ai bulloni nel dispositivo. Pertanto, oltre alla forza di precarico adottata nelle prove (di seguito denominata N_b), sono stati considerati un valore inferiore del 50% ($0,5 N_b$) e un valore maggiore del 50%

(1,5 N_b). Da notare che in tutti i casi 1,5 N_b è minore di $F_{p,C}$ (che è pari a 172kN per bulloni M20 gr.10.9).

La Figura 4.24 mostra il confronto delle curve di risposta per i quattro nodi (cioè le due configurazioni di nodi e due assiami trave-colonna). Le tabelle 4.4 e 4.5 riportano le proprietà meccaniche dei giunti misurate numericamente. I momenti flettenti riportati, $M^{(+)}$ e $M^{(-)}$, rappresentano rispettivamente il momento flettente al verificarsi dello scorrimento a momento positivo e negativo. Le equazioni (4.2), (4.3) e (4.4) chiariscono il significato del parametro meccanico riportato nelle tabelle.

$$\Gamma^{(+)} = 1 + \frac{M_{0,5N_b}^{(+)} - M_{N_b}^{(+)}}{M_{N_b}^{(+)}} \quad (4.2)$$

$$\Gamma^{(-)} = 1 + \frac{M_{0,5N_b}^{(-)} - M_{N_b}^{(-)}}{M_{N_b}^{(-)}} \quad (4.3)$$

$$\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)} = \frac{M^{(-)} - M^{(+)}}{M^{(-)}} \quad (4.4)$$

Dove $\Gamma^{(+)}$ e $\Gamma^{(-)}$ rappresentano, rispettivamente, la variazione della capacità flessionale a momento positivo e negativo, considerando alternativamente la variazione della forza di serraggio dal valore di progetto N_b a 0,5 N_b e 1,5 N_b ; $M^{(+)}$ e $M^{(-)}$ sono i momenti flettenti cadenti e pesanti. I pedici rappresentano l'analisi da cui viene preso il momento flettente, ad es. con forza di serraggio uguale a 1,5 N_b o 0,5 N_b ; $\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)}$ rappresenta la differenza tra il momento flettente positivo e negativo per ogni rispettiva analisi (considerando i tre valori per N_b).

Come previsto, la variazione del momento flettente è proporzionale alla pretensione del bullone, sebbene in modo diverso sia in caso di momento positivo e negativo. Come riportato nelle tabelle 4.4 e 4.5, questa differenza è strettamente correlata alla configurazione del nodo ed è costante con l'altezza della trave, la forza di serraggio o il coefficiente di attrito. La differenza è di circa il 25% per la configurazione 1 e il 15% per la configurazione 2.

Un'ulteriore osservazione che può essere fatta sulla base della Figura 4.24 è che la risposta post-snervamento della configurazione del giunto 1 differisce con le dimensioni dell'assieme trave-colonna e con il livello di precarico (relativo alla forza di precarico massima). In particolare, il nodo con trave bassa e precarico relativo inferiore mostra un incrudimento (cioè rigidità post-snervamento positiva), mentre il giunto con trave più profondo e precarico relativo più elevato mostra una rigidità post-snervamento negativo. Questi fenomeni sono più pronunciati a momento positivo. La seconda configurazione mostra un comportamento più lineare in entrambi gli assiami esaminati.

La rigidità del nodo non è influenzata dalla variazione della forza di serraggio, poiché è determinata dalla rigidità degli altri componenti del nodo (la connessione alla faccia della colonna, il pannello dell'anima della colonna, ecc.).

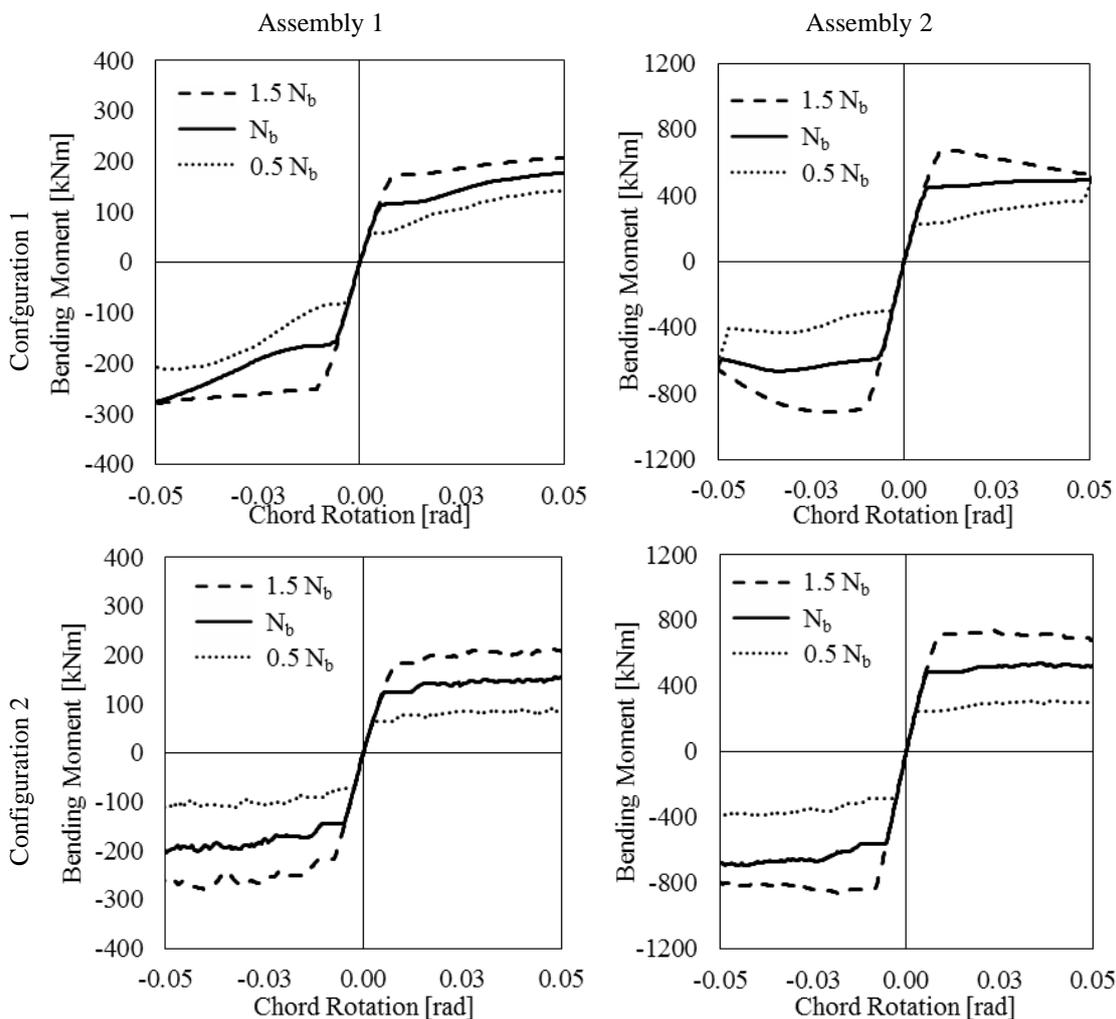


Figura 4.24 Influenza della forza di serraggio sulla resistenza flessionale

Tabella 4.4 Momento per il modello FD 1-2-DS considerando la variazione di serraggio

Forza di serraggio	di	$M^{(+)}$ [kNm]	$M^{(-)}$ [kNm]	$\Gamma^{(+)}$ [-]	$\Gamma^{(-)}$ [-]	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ [-]
N_b		453	602	-	-	25%
$0.5N_b$		230	298	51%	50%	23%
$1.5N_b$		690	902	152%	150%	24%

Tabella 4.5 Momento per il modello FD 2-2-DS considerando la variazione di serraggio

Forza di serraggio	$M^{(+)}$ [kNm]	$M^{(-)}$ [kNm]	$\Gamma^{(+)}$ [-]	$\Gamma^{(-)}$ [-]	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ [-]
N_b	484	564	-	-	14%
$0.5N_b$	250	290	52%	51%	14%
$1.5N_b$	714	838	148%	149%	15%

4.4.3 Influenza del coefficiente di attrito

Un altro importante parametro di progettazione è il coefficiente di attrito tra le superfici di scorrimento. Pertanto, per esaminare il suo ruolo sulla prestazione del giunto si considerano tre diversi valori del coefficiente di attrito dinamico μ , ovvero il 5% percentile ($\mu_{5\%}$), il valore medio (μ_{avg}) posto pari a 0,59, e il 95% percentile ($\mu_{95\%}$), vedere la Tabella 4.3:

La Figura 4.25 mostra le curve numeriche in termini di momento flettente rispetto alla rotazione alla corda. È possibile osservare che maggiore è il percentile dei valori del coefficiente di attrito maggiore è la capacità del giunto. Questa osservazione conferma la necessità di tenere conto della variabilità delle proprietà di attrito dei cuscinetti di attrito per progettare gli elementi strutturali non dissipativi.

Le tabelle 4.6 e 4.7 riassumono la variazione della capacità di flessione dei modelli FD-1-2-DS e FD-2-2-DS analizzati con valori maggiori del coefficiente di attrito (μ_{avg} e $\mu_{95\%}$) rispetto al valore di progetto ($\mu_{5\%}$) in condizioni di carico suino ($M^{(-)}$) e cedimento ($M^{(+)}$).

Tabella 4.6 Momento per il modello FD 1-2 considerando la variazione del coefficiente di attrito

Coefficiente di attrito	di	$\Delta\mu$ [-]	$M^{(+)}$ [kNm]	$M^{(-)}$ [kNm]	$\Gamma^{(+)}$ [-]	$\Gamma^{(-)}$ [-]	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ [-]
$\mu_{5\%}$		-	446	593	-	-	25%
μ_{avg}		110%	521	670	117%	113%	22%
$\mu_{95\%}$		117%	535	733	120%	124%	27%

Tabella 4.7 Momento per il modello FD 2-2 considerando la variazione del coefficiente di attrito

Coefficiente di attrito	$\Delta\mu$ [-]	$M^{(+)}$ [kNm]	$M^{(-)}$ [kNm]	$\Gamma^{(+)}$ [-]	$\Gamma^{(-)}$ [-]	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ [-]
$\mu_{5\%}$	-	484	564	-	-	14%
μ_{avg}	110%	529	627	109%	111%	16%
$\mu_{95\%}$	117%	568	679	117%	120%	16%

La variazione del momento nel caso di FD-1-2-DS differisce rispetto alla variazione del coefficiente di attrito. In particolare, si può osservare un maggiore aumento del momento flettente a parità di aumento del coefficiente di attrito. Dall’altro lato, le analisi del modello FD-2-2-DS nella Tabella 4.7 mostrano una più stretta dipendenza della capacità flessionale con la variabilità dell’attrito.

Il parametro $\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)}$, valutato anche per questo gruppo di analisi, conferma la precedente osservazione circa la relazione tra la configurazione dello smorzatore e la diversa risposta in condizioni di momento positivo e negativo (valori che variano intorno al 25% per la configurazione 1 e 15% per la configurazione 2).

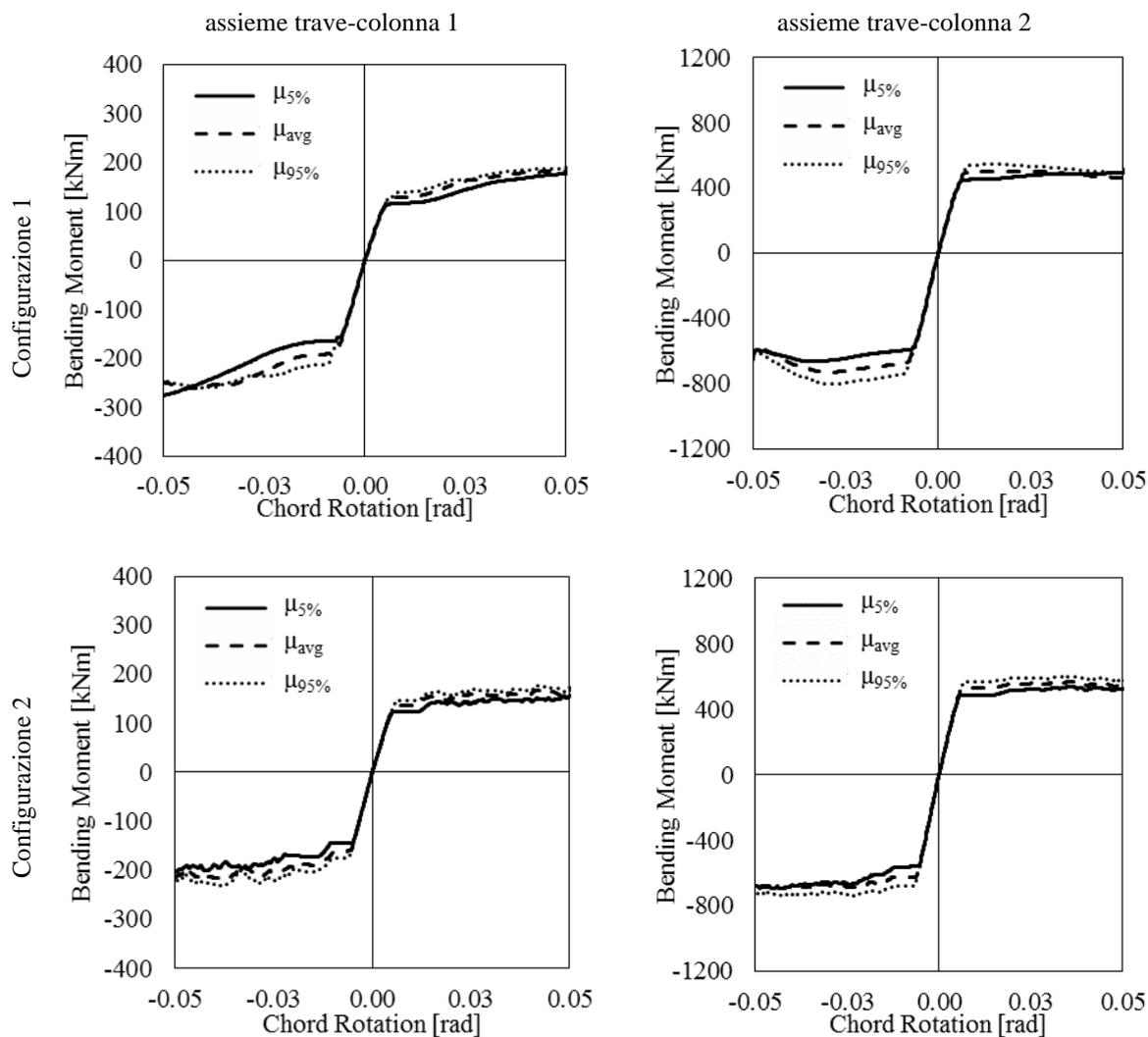


Figura 4.25 Influenza del coefficiente di attrito sulla resistenza flessionale

4.5 BIBLIOGRAFIA

- [1] Latour M., Piluso V., Rizzano G. (2014) “Experimental Analysis on Friction Materials for Supplemental Damping Devices”, *Construction and Building Materials*, 65:159-176.
- [2] Dassault Systèmes. Abaqus analysis 6.14 User’s manual. Simulia Inc.; 2015
- [3] M. D’Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, “Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable GR10.9 bolt assemblies”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 124, pp. 77-90, 2016.
- [4] M. D’Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, “Simplified criteria for finite element modelling of European preloadable bolts”, *Steel and Composite Structures*, vol. 24(6), pp. 643-658, 2017.
- [5] Cassiano D., D’Aniello M., Rebelo C., (2017) Parametric finite element analyses on flush end-plate joints under column removal. *Journal of Constructional Steel Research*, 137: 77–92.
- [6] Cassiano D., D’Aniello M., Rebelo C., (2018). Seismic behaviour of gravity load designed flush end-plate joints. *Steel and Composite Structures, An International Journal*, 26(5): 621–634. DOI: <https://doi.org/10.12989/scs.2018.26.5.621>.
- [7] D’Aniello M., Tartaglia R., Costanzo S., Landolfo R. “Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes”. *Journal of Constructional Steel Research*, 128, 512–527, 2017
- [8] Tartaglia R., D’Aniello M., Rassati G.A., Swanson J.A., Landolfo R. (2018). Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent European design criteria. *Engineering Structures*, 159:155–171.
- [9] Tartaglia R., D’Aniello M., Zimbru M., Landolfo R., (2018). Finite element simulations on the ultimate response of extended stiffened end-plate joints. *Steel and Composite Structures, An International Journal* 27(6): 727-745. DOI: 10.12989/scs.2018.27.6.727.
- [10] Tartaglia R., D’Aniello M., Landolfo R., (2018). The influence of rib stiffeners on the response of extended end-plate joints. *Journal of Constructional Steel Research*, 148: 669–690.
- [11] ANSI/AISC 341-16 (2016). “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”. American Institute of Steel Construction.
- [12] Tartaglia R., D’Aniello M., “Nonlinear performance of extended stiffened end plate bolted beam-to-column joints subjected to column removal” *The Open Civil Engineering Journal*, 2017, 11: 369-383
- [13] D’Aniello M., Cassiano D., Landolfo R. “Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable GR10.9 bolt assemblies”. *Journal of Constructional Steel Research*, 124: 77–90, 2016.
- [14] D’Aniello M., Cassiano D., Landolfo R., (2017) Simplified criteria for finite element modelling of European preloadable bolts. *Steel and Composite Structures, An International Journal*, 24(6): 643-658.
- [15] Zimbru M., D’Aniello M., De Martino A., Latour M., Rizzano G., Piluso V., (2018). Investigation on Friction Features of Dissipative Lap Shear Connections by Means of

Experimental and Numerical Tests. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 12(Suppl-1, M9): 154-169.

[16] Francavilla A.B., Latour M., Piluso V., Rizzano G. (2015). Simplified finite element analysis of bolted T-stub connection components. *Engineering Structures*, 100: 656-664.

CAPITOLO 5

COMPORAMENTO SOTTO AZIONE DA IMPATTO

5.1 INTRODUZIONE

È ben noto che il comportamento della connessione trave-colonna soggetta ad azioni da impatto può differire dal comportamento osservato in condizioni di carico normali [1–4]. Ciò è principalmente dovuto alle elevate velocità di deformazione in diversi componenti dei nodi, derivanti dalle elevate velocità di carico caratteristiche dei carichi di impatto.

La velocità di deformazione è la proprietà che definisce la deformazione di deformazione (d_e) per unità di tempo (d_t) a cui è soggetto un materiale, d_e / d_t , e influenza le curve tensione-deformazione dell'acciaio. In generale, le proprietà di resistenza aumentano per velocità di deformazione più elevate, con un aumento più pronunciato per gli acciai con elevata duttilità. Ad esempio, per l'acciaio dolce, la resistenza allo snervamento a velocità di deformazione elevate (circa 600 s^{-1}) può essere considerata 1,5 volte la resistenza allo snervamento sotto carichi statici [5,6], mentre l'acciaio ad alta resistenza utilizzato nei bulloni, di solito non mostra un aumento di oltre il 10% per il limite di snervamento [1,7,8]. Inoltre, oltre alla variazione di resistenza, una perdita di duttilità è normalmente associata a tassi di deformazione più elevati.

Solitamente, la variazione delle proprietà di resistenza dell'acciaio quando sottoposto a velocità di deformazione elevate è descritta dal parametro DIF “fattore di aumento dinamico”, dato dal rapporto tra la resistenza osservata quando si considerano elevate velocità di deformazione e la resistenza osservata sotto carichi statici. I modelli per rappresentare il fattore di incremento dinamico della resistenza allo snervamento sono già disponibili in letteratura [9,10], come il modello Johnson-Cook [9] che descrive la variazione della forza con velocità di deformazione come una funzione logaritmica.

Poiché le connessioni sono generalmente costituite dall'assemblaggio di diversi classi di resistenza di acciaio (tipicamente acciaio ad alta resistenza per bulloni e acciaio dolce per piastre), per quanto riguarda gli effetti delle velocità di deformazione nel comportamento globale delle connessioni in acciaio, è facile capire che la loro risposta dinamica differiscono fortemente da quello statico, a seconda delle proprietà di velocità di deformazione dei materiali che costituiscono piastre e bulloni. In generale, si osserva un aumento della loro resistenza elastica e ultima, mentre le loro capacità di duttilità tendono a diminuire all'aumentare della velocità di carico [1–4]. In questa prospettiva, sapendo che in una scala strutturale, una buona duttilità locale delle connessioni è importante per consentire lo sviluppo di percorsi di carico alternativi nelle strutture [11,12], è chiaro che l'effetto dei tassi di deformazione deve essere adeguatamente preso in considerazione nella modellazione strutturale.

In questo capitolo viene riportata la sintesi dei risultati e delle conclusioni ottenute durante il progetto FREEDAM [13], riguardanti il comportamento delle connessioni FREEDAM sotto carico di impatto. Per informazioni più dettagliate su questi risultati, si possono consultare le tesi di dottorato di Marina D'Antimo [14] e Ana Francisca Santos [15].

5.2 SMORZATORI FREEDAM SOGETTI AD AZIONI DERIVANTI DA IMPATTO

5.2.1 Descrizione dei provini e del programma sperimentale

I provini testati sono mostrati nella Figura 5.1, dove si nota che sono simili a quelli usati per i test ciclici. Questi provini sono connessioni di taglio a doppia sovrapposizione con una coppia di piastre in acciaio aggiuntive da 8 mm (in acciaio S275JR) rivestite mediante un metallo termicamente spruzzato, precomprese con bulloni M20. Due parti distinte componevano il campione. La prima è la “parte scorrevole”, in cui la piastra interna (realizzata in acciaio inox AISI304) è asolata per simulare la flangia asolata della connessione FREEDAM. La seconda parte è la “parte fissa”, dove viene utilizzata una piastra interna in acciaio S275JR per collegare i provini all'apparecchiatura di prova. Inoltre, due piastre esterne in acciaio con uno spessore di 15 mm sono poste tra le teste dei bulloni e i cuscinetti di attrito per riprodurre l'effetto di diffusione delle forze del bullone all'interfaccia. Tre diverse modifiche rispetto alla configurazione "standard" della Figura 5.1 sono state progettate secondo l'Eurocodice 3 [16], in modo da poter valutare diverse modalità di rottura dello smorzatore ad attrito (Figura 5.2).

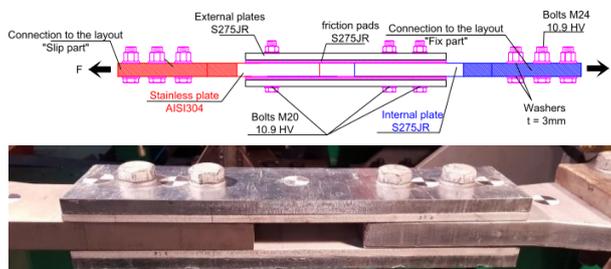


Figura 5.1 – Provino FREEDAM: vista laterale

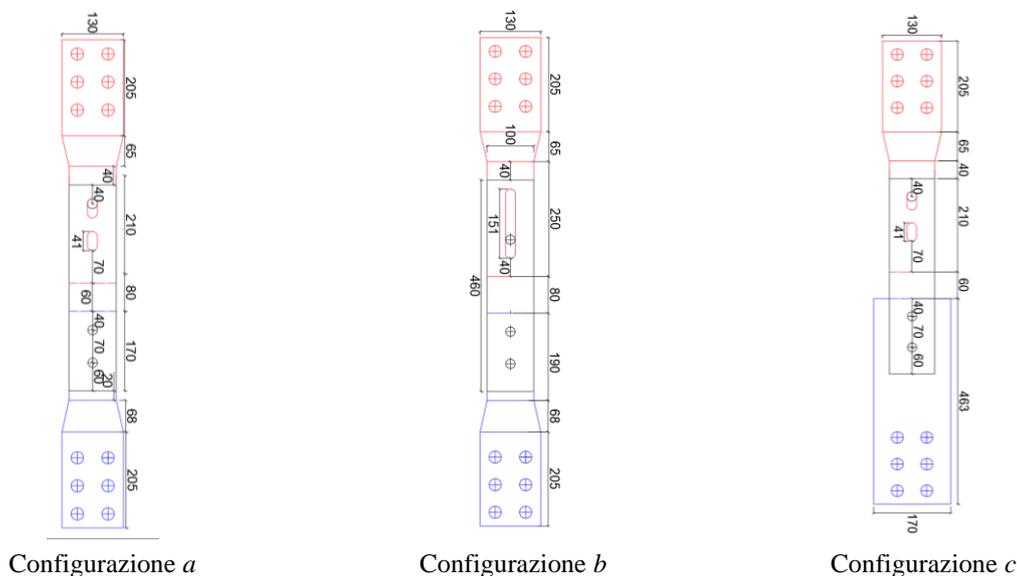


Figura 5.2 – Provini FREEDAM: vista frontale (dimensioni in mm).

L'intero programma sperimentale è riassunto nella Tabella 5.1 ed è suddiviso in tre gruppi. Nel primo gruppo (Gruppo A) è stata utilizzata la configurazione provino a (Figura 5.2), che presenta due fori asolati di lunghezza totale pari a 41 mm, piastre interne di spessore pari a 30 mm e bulloni M20 10.9 HV precaricati. Nel gruppo B, i bulloni M20 8.8 SB sono stati utilizzati in tutti

gli otto test. In queste prove il provino a è stato utilizzato per le prove statiche mentre il provino “b” è stato utilizzato per le prove d'urto, differendo dal provino “a” per la lunghezza del foro asolato (presenta un solo foro asolato più lungo, Figura 5.2). Infine, nel Gruppo C, è stato utilizzato il provino “c”, che differisce dalla configurazione “a” per lo spessore delle piastre interne (qui è stato adottato uno spessore di 10 mm) in modo da poter testare una piastra in modalità di cedimento del cuscinetto. Inoltre, la larghezza della piastra interna nella parte fissa è stata anche ingrandita per garantire lo scorrimento del provino. Inoltre, in ciascun gruppo sono stati utilizzati i tre diversi materiali di rivestimento selezionati dai risultati dei test ciclici sugli smorzatori FREEDAM, vale a dire M1, M4 e M6.

Sono state eseguite 32 prove di impatto. Inoltre, sono state eseguite anche 8 prove quasi statiche, per avere un comportamento di base dei provini per il confronto con i risultati delle prove d'urto. Prima di ogni prova, i bulloni sono stati serrati utilizzando una chiave dinamometrica calibrata per introdurre una forza di precarico F_p pari a $0,5 f_{ub} A_s$ (f_{ub} è la resistenza ultima del bullone e A_s è l'area di tensione di trazione del bullone). L'entità della coppia applicata a ciascun bullone dipende dal valore di precarico di progetto F_p , dal diametro del bullone e dal fattore k del bullone.

Tabella 5.1 - Programma sperimentale

⁽¹⁾ ID	Conf.	Bullone	Precarico	⁽²⁾ Tipo di test
Gruppo A				
T3- M4/M1/M6-SI-30	a	M20 10.9 HV	122.5 kN	4 Impatto: 20Bar; 50Bar; 75Bar; 100Bar
T4- M1/M6- FI-30				100Bar
T8-M4/M6/M1-St.-30				Monotona FC: 0.2kN/s
T10/11 –M4–St. 30				Monotona DC: 0.01mm/s
Gruppo B				
T1-M1- SI-30	b	M20 8.8 SB	98 kN	3 Impatto: 40Bar; 60Bar; 80Bar
T2-M1- FI-30				80Bar
T1-M6- SI-30				3 Impatto: 20Bar;40Bar; 60Bar
T7-M1/M6-St.-30	a			Monotona FC: 0.2kN/s
Gruppo C				
T5-M4- SI-10	c	M20 10.9 HV	122.5 kN	5 Impatto: 50Bar; 80Bar; 100Bar; 120Bar; 150Bar
T5-M1/M6- SI-10				3 Impatto:50 Bar; 100 Bar; 150 Bar
T9-M1-St.-10				Monotona ⁽²⁾ FC: 0.2kN/s

⁽¹⁾ID-Test: Tn°- X- Tt – Pt: Tn°=numero del test- X=ID materiale attritivo (M4, M1, M6) – Tt=tipo del test: Sequenziale (SI), Impatto (FI), Statico (St.) – Pt=spessore del piatto interno [mm])

⁽²⁾FC – Controllo di forza; DC- controllo di spostamento

5.2.2 Descrizione dell'apparato di prova

La configurazione del test utilizzata per le prove di impatto è presentata schematicamente nella Figura 5.3. Comprende due travi HEB 500 poste orizzontalmente e fissate al sistema di contrasto del laboratorio. Ad un'estremità, queste travi sono bullonate ortogonalmente a un telaio di contrasto rigido costruito da due travi IPE450 mentre, all'altra estremità, sono collegate a un elemento HEB650. Tutte le parti in acciaio dello schema sono state realizzate in acciaio strutturale S355. In questo modo si costruisce una struttura molto rigida, che può sopportare urti senza deformazioni o rotazioni. Parallelamente al telaio rigido di reazione, inoltre, è posto il pilastro a cui viene applicata la forza d'urto (“flying beam”) ed è costituito da una sezione trasversale ad altissima rigidezza (HEM340) per non subire deformazioni significative all'atto dell'impatto con la forza applicata. All'estremità opposta del carico dell'applicazione, questa trave è trattenuta da un perno. Ulteriori dettagli riguardanti il banco di prova possono essere trovati in [17].

Il provino da testare è collegato al flying beam e al telaio di reazione. Le condizioni al contorno del provino dipendono dal tipo di carichi da trasmettere. In questo caso, il campione è stato collegato da due cerniere per trasmettere solo le forze uniassiali di trazione (Figura 5.3).

È possibile eseguire due tipi di prove di impatto utilizzando questo layout: completo e sequenziale (FI o SI). In una prova sequenziale, lo stesso provino viene caricato e scaricato più volte, con una pressione maggiore in ciascuna sequenza, fino al cedimento (linee rosse nella Figura 5.4). In questo modo, è possibile determinare il valore approssimativo della pressione necessaria per ottenere il collasso. Inoltre, dalla fase di scarico del provino si può ottenere un'approssimazione della rigidezza elastica del provino. Per una prova d'urto completa, viene utilizzata la pressione di collasso della prova sequenziale.

Per testare i provini sotto carichi d'urto, la strumentazione necessaria non è semplice come per le prove quasi statiche a causa della natura dinamica dei carichi. In primo luogo, le forze inerziali del sistema non possono più essere trascurate e, in secondo luogo, la strumentazione utilizzata deve essere specifica per prove di breve durata. È quindi necessario leggere, oltre alla forza e agli spostamenti, anche accelerazioni e velocità. La forza è stata letta da una cella di carico, mentre la deformazione del provino e del “flying beam” è stata misurata da sensori di triangolazione laser. Inoltre, è stata utilizzata anche una telecamera ad alta velocità Photron, che ha registrato le prove e fornito spostamenti, velocità e accelerazioni durante le prove su punti specifici del provino. Inoltre, per tenere conto delle forze inerziali della trave, sono stati utilizzati due accelerometri per registrare le accelerazioni al centro di massa del “flying beam” a_{cm} e al punto della forza di applicazione a_f .

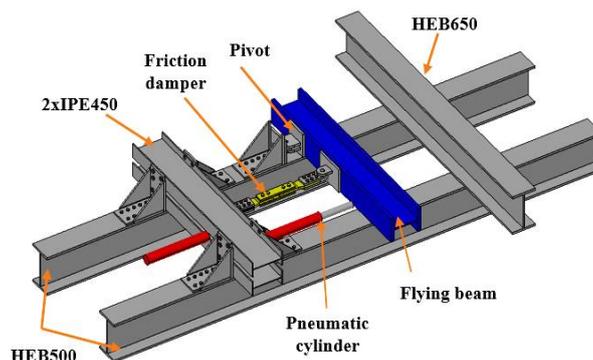


Figura 5.3 -Schema dell'apparato di prova d'impatto

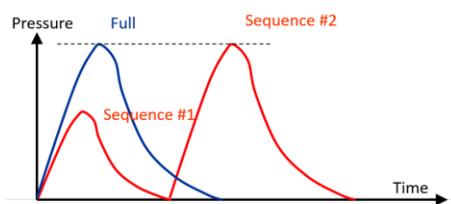


Figura 5.4 – Storia di carico per diversi tipi di test ad impatto

5.2.3 Risultati sperimentali

Lo scopo principale di questa attività sperimentale è stato quello di studiare il comportamento degli smorzatori FREEDAM sotto carico d'urto e valutare se le velocità di deformazione generalmente indotte da questo tipo di carico, modificano significativamente il comportamento di riferimento osservato sotto carico quasi statico. Questa valutazione è stata valutata utilizzando un fattore dinamico “DF” (Eq. 5.1):

$$DF_{Pi} = \frac{P_{i,imp}}{P_{i,st}} \tag{5.1}$$

a cui corrisponde il rapporto tra un parametro comportamentale (P_i) sotto carico d'urto (imp) e lo stesso parametro sotto carico quasi statico (st). Sono stati selezionati cinque parametri comportamentali, ovvero: il coefficiente di attrito statico μ , il progetto e la resistenza ultima (F_y e F_u), la rigidità elastica iniziale dopo il verificarsi dello slittamento S_{ini} e la capacità di duttilità dello smorzatore dopo il verificarsi dello slittamento δ_u . A titolo di esempio, in Figura 5.5, questi parametri comportamentali sono riportati per le prove del gruppo A (Tabella 1.1), con il rivestimento M1. La Tabella 1.2 e la Tabella 1.3 riassumono i fattori dinamici trovati per tutti i casi esaminati..

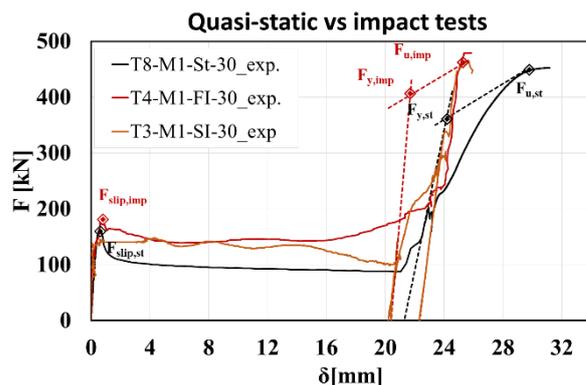


Figura 5.5 – Risposta forza-spostamento sperimentale (Gruppo A, M1)

Tabella 5.2 – Sintesi dei valori del fattore dinamico e degrado della resistenza d'attrito

Materiale	Classe del bullone	F_k/F_{slip}		DF_{friet}
		Statico	Impatto	
M4	10.9 HV	0.8	0.84	1.06
M1	10.9 HV	0.7	0.9	1.04
	8.8 SB	0.48	0.84	1.09
M6	10.9 HV	0.5	1.15	1.13
	8.8 SB	0.67	0.83	1.03

F_k – forza di scorrimento cinematico; F_{slip} – forza di scorrimento iniziale (vedi Figura 5.5)

Tabella 5.3. Sintesi dei valori dei fattori dinamici dopo lo scorrimento

Parametro	DF	Gruppo		
		A	B	C
S	DF_S	1.37	1.28	1.44
F_y	DF_y	1.08	-	1.3
F_u	DF_u	1.04	1.09	1.11
δ_u	DF_δ	0.72	0.57	0.44

Sulla base dei risultati, le principali conclusioni che si possono trarre riguardo al comportamento delle connessioni FREEDAM sono:

- Un aumento della resistenza all'attrito statico è stato generalmente osservato sotto carico di impatto ($DF_{friction}$ nella Tabella 5.2). Inoltre, durante lo scorrimento, è stata osservata un degrado della forza di scorrimento sia nelle prove di impatto che quasi statiche (F_k / F_{slip} nella Tabella 5.2). Tuttavia, indipendentemente dal materiale di rivestimento, questo degrado è stato meno significativo nelle prove di impatto, probabilmente perché, a velocità di carico elevate, il coefficiente di attrito iniziale è più vicino al coefficiente cinematico. Da questo punto di vista, l'applicazione di smorzatori di attrito all'interno delle connessioni può aumentare le loro prestazioni sotto carichi applicati rapidamente poiché la loro resistenza all'attrito è incrementata dalla presenza di velocità di deformazione elevate.

- Anche la rigidità elastica iniziale dopo lo scorrimento (S) è aumentata per velocità di carico più elevate, correlata all'aumento della resistenza dei materiali che compongono i componenti dello smorzatore di attrito.
- L'influenza delle velocità di carico sulla resistenza ultima e sulla duttilità dello smorzatore di attrito era più significativa quando il provino collassa per rifollamento della piastra piuttosto che a taglio nel bullone (un aumento della resistenza dell'11% vs 5% e una diminuzione della duttilità dal 50% al 30%). Questo perché l'acciaio inossidabile utilizzato nelle piastre ha una maggiore sensibilità a velocità di deformazione diverse rispetto all'acciaio ad alta resistenza utilizzato nei bulloni [18,19].
- Per i provini testati, le modalità di collasso osservate nelle prove statiche non sono cambiate in presenza di velocità di carico elevate. I cambiamenti nella modalità di rottura statica dei collegamenti dovuti all'impatto non sono ancora completamente compresi poiché sembrano dipendere da diversi aspetti come le proprietà meccaniche e geometriche delle parti che costituiscono una connessione (come lo spessore delle piastre), la velocità della prova e le condizioni al contorno sperimentali. Ad esempio, lo studio parametrico condotto da Ribeiro et al. [20] hanno mostrato che il componente T-Stub mostra modalità di rottura fragili con l'aumento della velocità di carico. D'altra parte, altri autori [3,4] hanno osservato sempre la stessa modalità di rottura, indipendentemente dallo spessore delle piastre o dalla velocità di carico applicata.

5.2.4 Simulazione dei risultati sperimentali

A seguito della campagna sperimentale descritta nella sezione precedente, è stato effettuato uno studio numerico per ampliare le conoscenze sul comportamento degli smorzatori di attrito. In un primo momento, il modello è stato calibrato simulando i risultati sperimentali. Dopo questa calibrazione, è stato eseguito uno studio parametrico considerando: i) quattro spessori interni della piastra, ovvero 8 mm, 10 mm, 15 mm e 30 mm, per attivare differenti modalità di rottura, ii) variazione del precarico iniziale del bullone e iii) diversa velocità di carico.

Tutte le analisi numeriche sono state eseguite con il software ABAQUS, utilizzando il risolutore dinamico implicito [21] con la procedura quasi statica per catturare il comportamento quasi statico e la procedura di dissipazione moderata per catturare il comportamento dinamico dei provini.

Il modello ha la stessa geometria dei campioni testati sperimentalmente nella sezione precedente (Figura 5.6). Nessun vincolo era previsto nella piastra scorrevole e, all'altra estremità, la piastra interna fissa era trattenuta nella direzione dell'applicazione dello spostamento. Per quanto riguarda il carico applicato, sono state definite due fasi successive. In primo luogo, i bulloni sono stati precaricati utilizzando un approccio a gradiente di temperatura e quindi è stata tirata la piastra interna in acciaio inossidabile. Per l'analisi quasi statica, gli spostamenti sono stati applicati monotonicamente. Per calibrare i modelli numerici dinamici, le curve spostamento-tempo sperimentali sono state applicate come condizione al contorno.

Il modello è stato generato con elemento solido tipo C3D8R (elementi continui di integrazione ridotta del primo ordine) con forma dell'elemento “Hex”, con comportamento geometricamente e meccanicamente non lineare. Le normali condizioni di contatto sono state introdotte con la proprietà "hard-contact" che consente la separazione. Per quanto riguarda il comportamento tangenziale, sono state assunte proprietà differenti a seconda delle superfici di contatto. Per le

parti che non erano a contatto con gli spessori di attrito è stato ipotizzato un coefficiente di attrito pari a 0.2 con formulazione “penalty”. Per le restanti parti, il valore ipotizzato del coefficiente di attrito era uguale al valore sperimentale. Inoltre, come descritto nella sezione precedente, si osserva generalmente un degrado della resistenza all’attrito durante lo scorrimento dello smorzatore di attrito. Per le prove d'urto è stato adottato un modello dipendente dalla velocità di scorrimento, che tiene conto del DF_{frict} , riportato in Tabella 1.2.

Un aspetto chiave di queste simulazioni numeriche è stata la caratterizzazione delle proprietà dei materiali delle diverse parti della connessione, poiché, per valutare una caratterizzazione completa del comportamento degli smorzatori (statico e dinamico), è necessaria una caratterizzazione completa delle curve tensione-deformazione dei materiali compresi i danni e l’influenza dei tassi di deformazione. Il danno dei materiali è stato incluso utilizzando il modello di danno duttile disponibile su ABAQUS, mentre il modello Johnson Cook è stato utilizzato per tenere conto degli effetti dei tassi di deformazione [22].

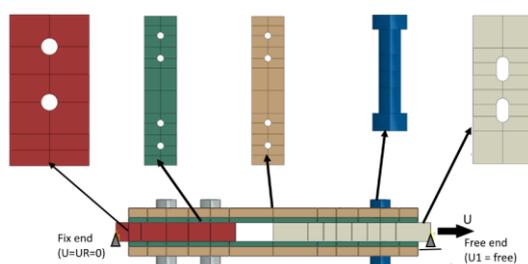


Figura 5.6 – Modello numerico dello smorzatore ad attrito: Geometria e condizioni al contorno

Le simulazioni numeriche sono state in grado di descrivere abbastanza bene il comportamento osservato nei test sperimentali, in termini di curve forza-spostamento, come mostrato nella Figura 5.7.

L’incremento del numero dei parametri studiati ha permesso di osservare diverse modalità di rottura e livelli di deformazione di tutti i componenti dello smorzatore, consentendo la valutazione delle linee di tendenza che descrivono l'effetto delle velocità di deformazione per un determinato parametro comportamentale, come riportato in Figura 5.8 per la massima resistenza e deformazione del bullone e della piastra di scorrimento. Queste linee di tendenza sono state poi applicate in un modello analitico per caratterizzare questi elementi [23].

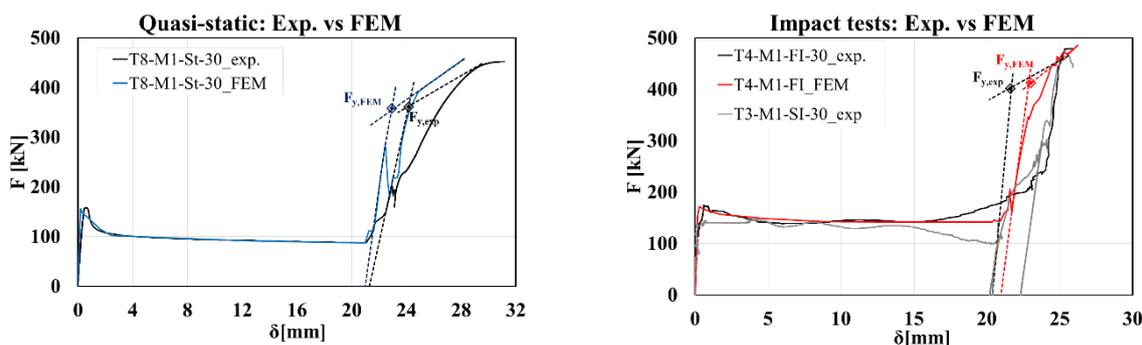


Figura 5.7- Confronto sperimentale-numerico

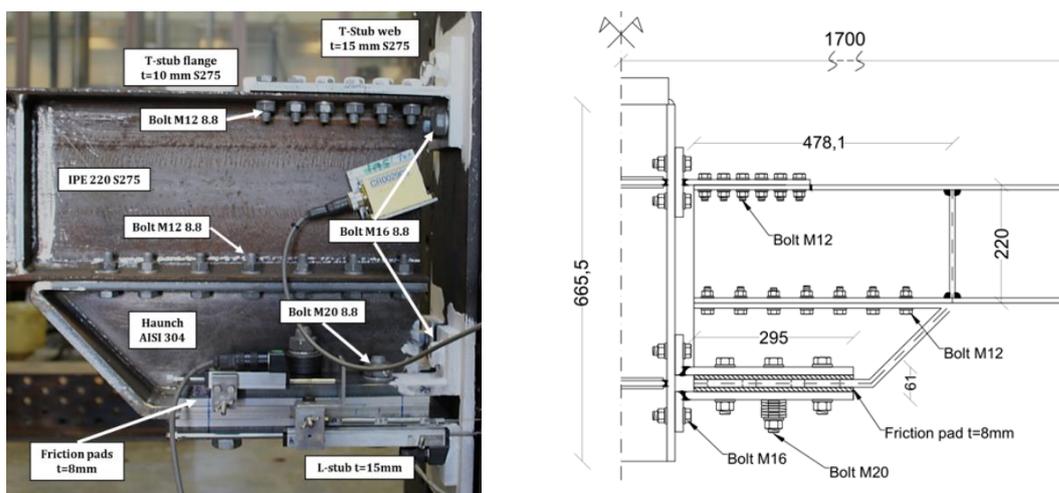


Figura 5.10 - Connessione esterna provata presso l’Università di Liege

5.3.2 Studio sui nodi esterni

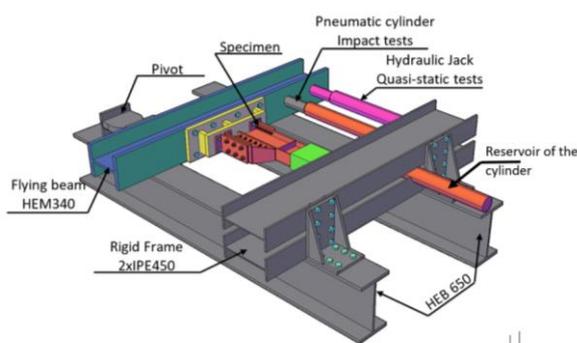
Descrizione dell’apparato di prova e del programma sperimentale

La connessione è stata testata sotto momento flettente e la campagna sperimentale ha riguardato un numero totale di quattro prove (Tabella 5.4): una prova quasi statica e tre prove d’urto. Durante le prove d’urto, il carico d’urto è stato applicato in modo sequenziale. I valori di velocità forniti nella Tabella 5.4 dopo la pressione dei test corrispondono alla velocità stimata iniziale dell’attuatore. Va notato che questa velocità non è costante durante i test.

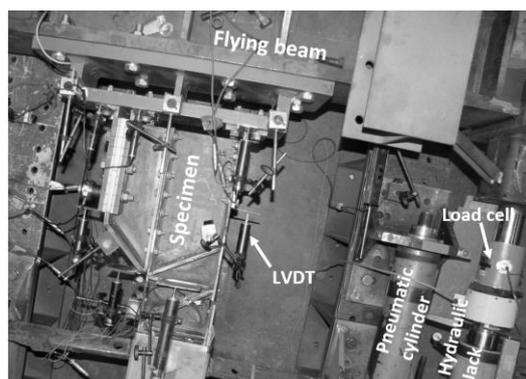
Il setup sperimentale è lo stesso utilizzato per le prove sperimentali sugli smorzatori FREEDAM (sezione 5.2), ma, in questo caso, il collegamento è bullonato direttamente alla “flying beam” e, all’estremità opposta, è collegato ad un vincolo che trattiene i movimenti verticali della trave ma consente lo scorrimento orizzontale (Figura 5.11). La strumentazione utilizzata è stata anche la stessa utilizzata nelle prove sperimentali degli smorzatori FREEDAM (sezione 1.2).

Tabella 5.4. Programma sperimentale

Tipo di test	Quasi-statico	Impatto
	Monotona:	Impatti sequenziali
Schema di carico	controllo di spostamento 0.02 mm/s	75 bar (500 mm/s); 120 bar (1000mm/s) ; 200 bar (1200mm/s)



a. disegno 3D



b. Foto di parte del sistema di prova

Figura 5.11 – Apparato di prova

Risultati delle prove sperimentali

La Figura 5.12 mostra le curve sperimentali momento flettente-rotazione ($M-\theta$) ottenute in ciascuna sequenza di impatto (Impatto 1, Impatto 2 e Impatto 3) e la curva $M-\theta$ quasi statica.

Indipendentemente dal tipo di carico, il comportamento iniziale delle curve sperimentali mostra che la risposta del collegamento è governata dal comportamento dello smorzatore di attrito fino a fine corsa delle cave. Confrontando il quasi-statico con la risposta all'impatto (impatto 1 - # 75 bar), è stato osservato un fattore DF pari a 1,14 per la resistenza all'attrito (M_{slip} in Figura 5.12). Inoltre, durante lo scorrimento, sotto carico quasi statico, si ha un visibile degrado della resistenza all'attrito mentre, sotto carico d'urto, aumenta questo valore, che era correlato all'aumento della velocità attraverso lo scorrimento [25].

Dopo lo scorrimento completo del dispositivo di attrito, vengono attivati componenti aggiuntivi della connessione e alcune parti non dissipative della connessione iniziano a cedere. Sotto carico quasi statico, il collasso è stato ottenuto dalla connessione a T in flessione con rottura della filettatura nei bulloni della flangia a T (Figura 5.13). Anche se indesiderata, questa modalità di rottura è un collasso tipico per i bulloni HV in trazione e, di conseguenza, nei collegamenti a T con bulloni HV quando progettati per collassare in modalità 2 o 3 [1,26,27].

Per quanto riguarda la prova d'urto, dopo il primo impatto (Impatto 1 - # 75bar), sono state eseguite altre due prove a pressioni più elevate. Purtroppo, queste pressioni non sono state sufficienti a indurre il collasso del collegamento. Tuttavia, si può osservare che dopo lo scorrimento dello smorzatore il comportamento all'urto segue quello statico.

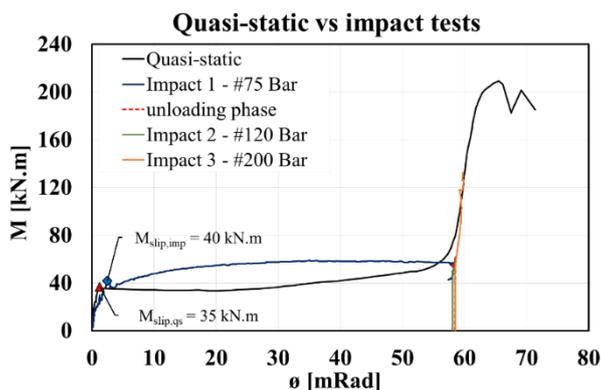


Figura 5.12 – Comportamento rotazionale della connessione: analisi quasi statica contro test di impatto



Figura 5.13 – Collasso della connessione a T superiore

Simulazione dei risultati sperimentali

Le simulazioni dei test sulla connessione FREEDAM sono state effettuate con il software ABAQUS. Per ridurre il tempo di calcolo, lo schema dell'apparato sperimentale è stato semplificato. In primo luogo, grazie alla simmetria, è stata modellata solo metà del sistema di prova. In secondo luogo, il telaio di contrasto è stato omissivo. Inoltre, i supporti sono stati modellati con punti di riferimento, imponendo i vincoli richiesti nelle zone a contatto con i supporti (come in Figura 5.14b), mentre l'asta dell'attuatore è stata modellata come un elemento solido a cui vengono applicate le storie di spostamento-tempo.

In totale, sono state considerate cinque diverse parti: i) colonna HEM 340 “flying beam”; ii) la trave IPE 220; iii) l'attuatore; iv) la parte rigida che collega la connessione alla trave HEM 340 e v) tutte le parti della connessione FREEDAM. Tutti i bulloni sono stati modellati come un unico elemento costituito da bullone + testa + dado, ad eccezione dei bulloni M16 HV, dove la transizione tra il gambo liscio e le filettature è stata modellata riducendo l'area della sezione trasversale del bullone, come suggerito da Grimsno et al. . [28] (Figura 5.15), per valutare più correttamente la mancata estrazione del dado osservata nella prova sperimentale.

Per quanto riguarda le proprietà / ipotesi di modellazione (mesh, interazioni di contatto, precarico, proprietà del materiale, ecc.), è stato utilizzato anche l'approccio utilizzato per i modelli degli smorzatori FREEDAM.

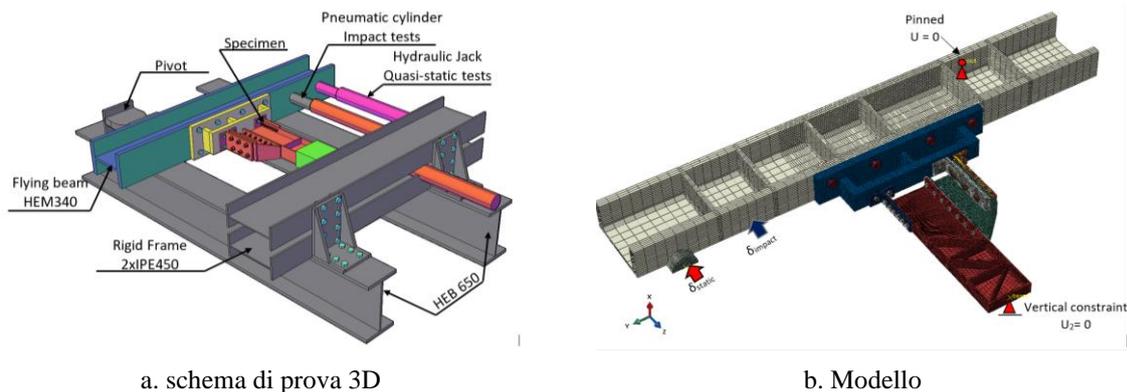


Figura 5.14 – Modello ad elementi finiti

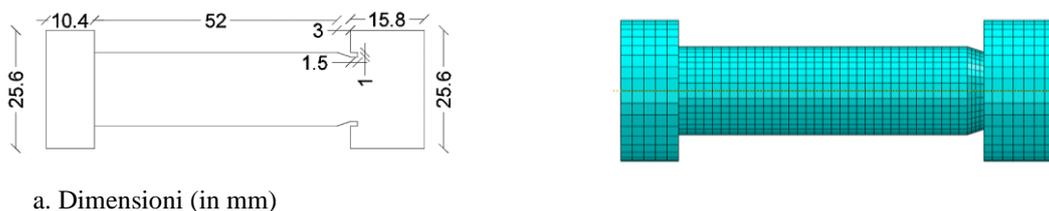
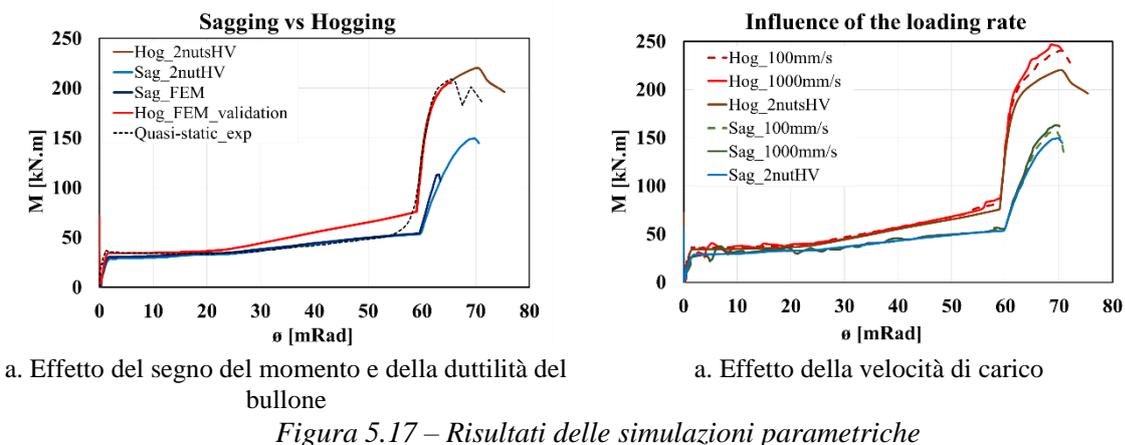
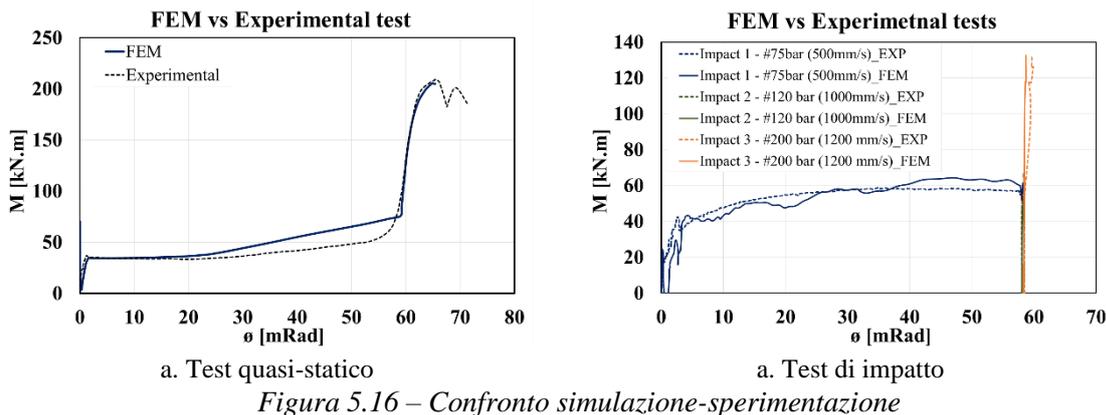


Figura 5.15- modello del bullone M16 HV

Le simulazioni numeriche sono state divise in due parti: prima sono state simulate le prove sperimentali (Figura 5.16) e successivamente è stato eseguito uno studio parametrico, considerando: i) direzione del momento (positivo e negativo), ii) effetto della duttilità del bullone simulando l’uso di 2 dadi nei bulloni HV e iii) la velocità di carico.

Sulla base dei risultati numerici, sono state tratte le seguenti conclusioni:

- Lo studio numerico ha mostrato che il comportamento della connessione sotto il momento negativo e positivo non è simmetrico (Figura 5.17a). Questa asimmetria fino allo scorrimento è stata correlata all’apertura maggiore degli angolari a L rispetto all’apertura della connessione T [29]. Dopo lo slittamento, il comportamento asimmetrico è dovuto al diverso contributo degli angolari ad L, che sembra essere dovuto principalmente alla deformazione dei bulloni degli smorzatori di attrito a taglio e al carico finale. Tuttavia, è stato dimostrato che questo comportamento potrebbe essere migliorato evitando il collasso fragile della filettatura del dado dei bulloni degli elementi a T simulando l’uso di 2 dadi in questi elementi (Figura 5.17a).
- Per quanto riguarda il comportamento dinamico della connessione, in generale, si osserva che un aumento della resistenza di attrito iniziale si verifica con la velocità delle prove ($DF_{friction}$ tra 1.02 e 1.14) nonché un aumento dell’elastico (DF_{MRd} tra 1.1 e 1.15) e resistenza ultima (DF_{Mu} tra 1.05 e 1.12). Al contrario, la duttilità diminuisce anche se non in modo significativo (DF_{ϕ_u} tra 1.0 e 0.88). Inoltre, non sono stati osservati cambiamenti significativi nella rigidità iniziale dei campioni (Figura 5.17b).



5.3.3 Studio sui nodi interni

Descrizione dell'apparato di prova

La campagna di test eseguita sui collegamenti interni comprendeva una prova monotona statica e prove con massa cadente su due diversi provini di nodo trave-colonna dotati di smorzatori FREEDAM (SFD-Figura 5.18)

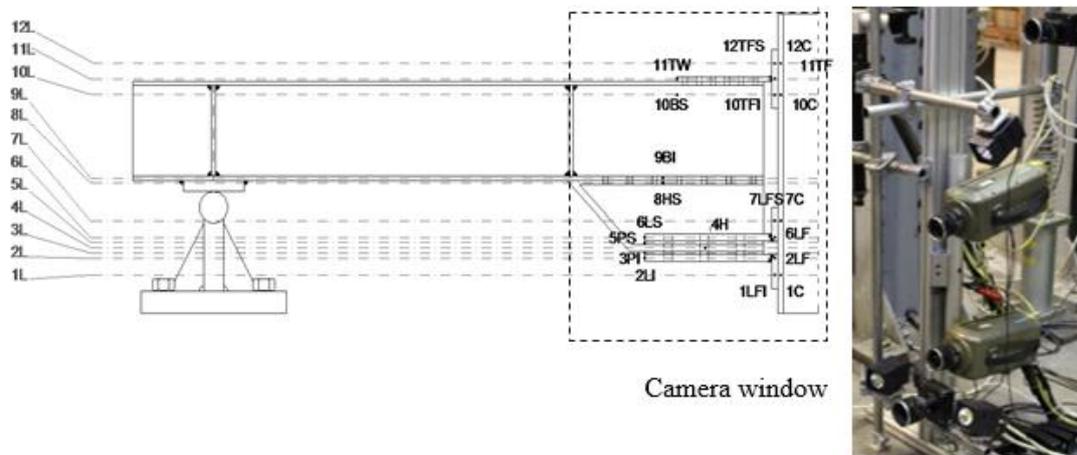


Figura 5.18 – Configurazione del test di impatto (metà provino) con la misura della correlazione di immagine digitale

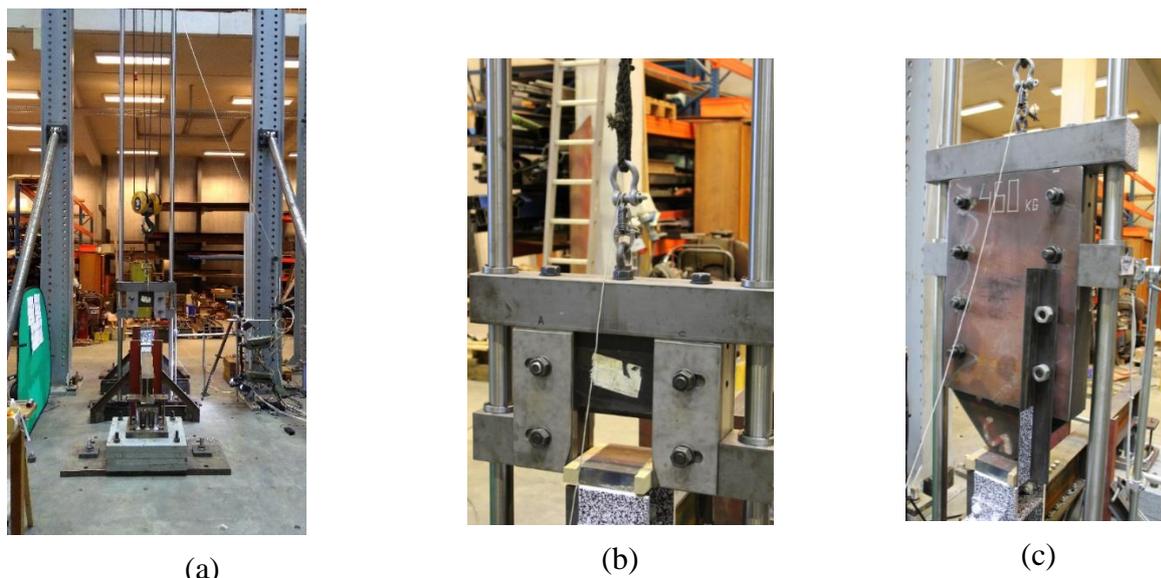


Figura 5.20 Schema di prova: Massa M1 (211kg) (b) e M2 (460 kg) (c)

Tutte le misurazioni durante i test sono state eseguite utilizzando la tecnica Digital Image Correlation (DIC) (Figura 5.18).

Risultati sperimentali

Attraverso le prove statiche, le curve forza - spostamento verticale e momento - rotazione sono state ricavate mediante l'uso di trasduttori di spostamento e rotazione; queste curve sono riportate nella Figura 5.21. Si può osservare un comportamento simmetrico quasi perfetto del provino. La forza massima applicata è stata raggiunta a causa del verificarsi inaspettato di instabilità fuori dal piano globale del provino; per evitare questo fenomeno durante la prova d'urto, i vincoli laterali dei provini testati sono stati rinforzati per le prove d'urto.

Queste curve sono state utilizzate come risultati di riferimento per convalidare l'approccio numerico utilizzato successivamente per eseguire studi parametrici.

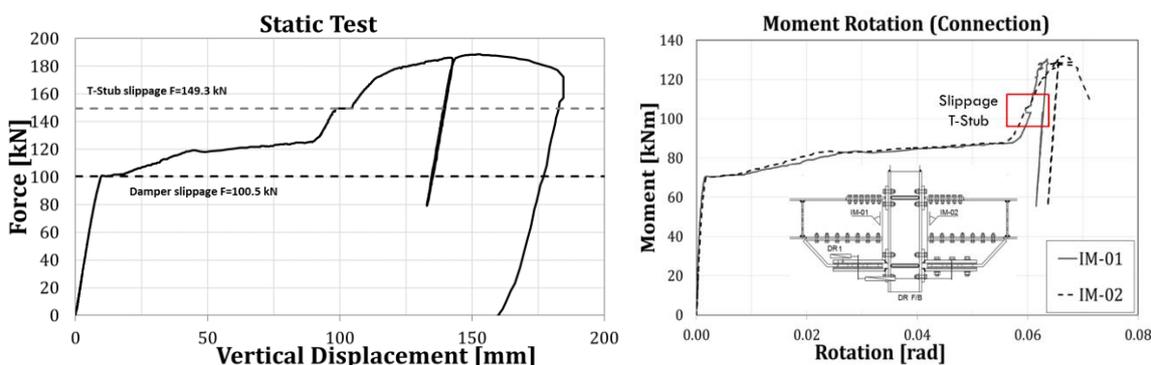


Figura 5.21 Curve forza-spostamento verticale e momento rotazione ottenute dal test statico

Sono state effettuate due prove di impatto con la massa M1 sul provino 1: prove ITFR01-M1-H250 e ITFR02-M1-H4300 (Tabella 1.5). Il primo test è stato eseguito con un'altezza di caduta

di 250 mm per rimanere nel dominio elastico, mentre il secondo con un'altezza di caduta di 4300 mm è stato eseguito per attivare la plasticità nel campione testato.

Sono state eseguite quattro prove di impatto con la massa M2: tre di esse (ITFR03, ITFR04 e ITFR05) sul provino 1, ovvero impatti sequenziali sul provino precedentemente testato con la massa M1 con l'obiettivo principale di calibrare il setup di prova con la nuova massa M2 ; l'ultimo (ITFR06) è stato eseguito con la massima capacità del sistema, in termini di energia e velocità, sul provino 2.

Diversi punti, appartenenti ai principali componenti del nodo, sono stati registrati con le telecamere durante l'impatto. Alcuni esempi sono riportati nella Figura 5.22 dove sono fornite le curve di spostamento verticale del Punto 10 C (vedi Figura 5.18) rispetto al tempo per le diverse prove. I dati riportano un analogo andamento dell'evoluzione degli spostamenti nel tempo per tutti i punti registrati.

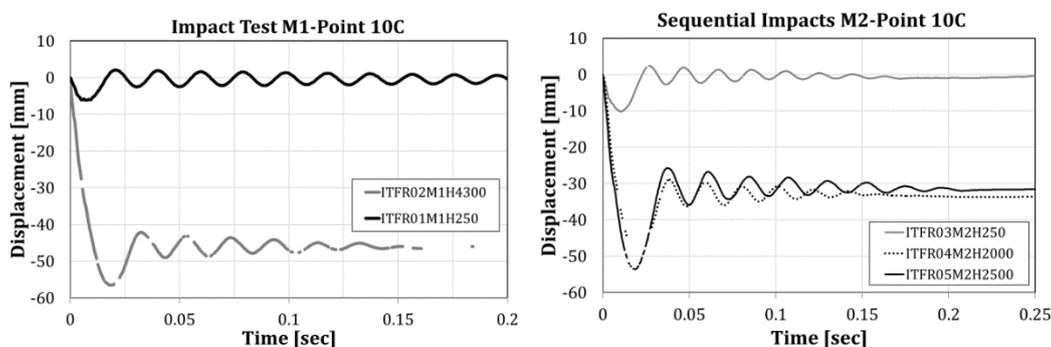


Figura 5.22 Risultati dei test di impatto – esempi di curve spostamento-tempo misurate per il punto 10C

Nelle prove ITFR01-M1-H250 e ITFR03-M2-H250 tutto rimane elastico e il provino non presenta deformazioni permanenti dopo le prove. Il test ITFR02-M1-H4300 ha mostrato una deformazione permanente di 46,2 mm alla fine del test ma il livello di plasticità associata nei componenti articolari era ancora limitato. Infatti, l'energia associata all'impatto con massa M1 non era sufficiente per attivare la plasticità nelle componenti nodali; tuttavia, il dispositivo di attrito ha mostrato uno scorrimento di circa 20 mm. Considerando la dimensione totale dei fori asolati di 65 mm e poiché i bulloni sono stati posti al centro dell'asola, i bulloni hanno raggiunto la fine corsa dei fori. La prova con la massima energia e velocità disponibile (ITFR06) ha mostrato uno scorrimento di 24 mm dell'SFD e una deformazione permanente di 88,5 mm (Figura 5.25).

In tutte le prove eseguite, le velocità teoriche calcolate per l'impatto ($v_{theo, imp}$ - vedi Eq. (1.2)) sono leggermente diverse da quella rilevata dal sistema di acquisizione ($v_{act, imp}$). Infatti, le velocità reali sono solitamente inferiori alle quelle teoriche e, di conseguenza, lo stesso si osserva per le energie (dove $E_{act, imp}$ è l'Energia attuale e quella teorica $E_{theo, imp}$, vedi Eq. (1.3)).

$$v_{theo, imp} = \sqrt{2gh} < v_{act, imp} \quad (5.1)$$

$$E_{theo, imp} = \frac{1}{2}mv_{theo, imp}^2 < E_{act, imp} \quad (5.2)$$

Al termine delle prove d’urto è stato rilevato il raggiungimento di un notevole livello di plasticità negli angolari a L e nella parte a T superiore; inoltre, erano visibili lo slittamento del dispositivo di attrito e il consumo del materiale di rivestimento del cuscinetto attritivo.

A causa della limitazione nelle strutture del laboratorio, la forza d’impatto non è stata registrata direttamente durante i test. Di conseguenza, sono stati utilizzati il teorema impulso-momento e un approccio grafico ([14] e [30]).

La tabella 1.7 fornisce un riepilogo delle due metodologie per la stima della forza massima di impatto. Anche se le due metodologie sono solo una stima approssimativa della forza, vengono calcolati i valori sperimentali dei DIF per il giunto impattato, solo per impatti anelastici in quanto il DIF ha un significato fisico solo in questo caso (riportato in Tabella 1.7). Inoltre, per le prove d’urto cumulate ITFR04 e ITFR05, lo slittamento si è verificato già nelle prove precedenti, quindi lo spostamento massimo e la deformazione permanente non sono utilizzabili per il metodo grafico e non sono riportati in tabella.

Tuttavia, è necessario evidenziare che il coefficiente DIF calcolato per il test ITFR06 potrebbe non essere accurato con questo metodo. Infatti, durante il test statico eseguito si è verificato l’instabilità flessione-torsionale.

Di conseguenza, un modello ad elementi finiti (presentato nella sezione successiva e convalidato attraverso confronti con i risultati sperimentali) viene utilizzato per verificare prima i valori previsti delle forze e in secondo luogo per ampliare la campagna di test sperimentali eseguendo analisi parametriche.

Tabella 5.7. Calcolo dei DIF

Test	δ_{max} [mm]	δ_{perm} [mm]	$v_{act,imp}$ [m/s]	v_{reb} [m/s]	t_{pulse} [s]	F_{ST} [kN]	F_{GR} [kN]	F_{IT} [kN]	DIF_{GR}	DIF_{IT}
Mass M1										
ITFR02 M1	56.5	46.2	8.97	1.49	0.018	118.5	123.1	122.6	1.039	1.03
Mass M2										
ITFR06 M2	102.6	88.5	8.45	1.46	0.027	158.7	164.6	168.8	1.037	1.06

dove M è la massa in caduta; $v_{act,imp}$ è la velocità misurata; v_{reb} è la velocità misurata del primo rimbalzo; t_{pulse} è l’ampiezza dell’impulso, F_{ST} è la forza statica equivalente, F_{GR} è la forza d’impatto stimata con il metodo grafico e F_{IT} è la massima forza d’impatto valutata con il teorema dell’impulso.

Simulazione dei risultati sperimentali

Ipotesi di modellazione

Un modello ad elementi finiti del test statico è stato sviluppato in ABAQUS / CAE utilizzando un risolutore dinamico implicito come riportato in [31]. Tuttavia, il modello non includeva il danneggiamento dei materiali e, sebbene le analisi dinamiche implicite possano essere utilizzate anche in caso di prove di impatto, questo metodo richiede molto tempo. Pertanto, al fine di ottimizzare il tempo di esecuzione, che è di particolare interesse per gli studi parametrici da condurre e per evitare problemi di convergenza, le simulazioni dell’impatto sul nodo FREEDAM sono state eseguite utilizzando un’integrazione temporale esplicita. Sono stati sviluppati metodi di soluzione espliciti per problemi ad alta velocità in cui l’inerzia gioca un ruolo importante [21].

Per motivi di coerenza, il risolutore esplicito viene esteso anche all'analisi statica del campione e confrontato con i risultati sperimentali.

Sfruttando la simmetria del sistema, una metà sezione di colonna (metà di un HEB 200) è stata collegata alla trave. All'estremità della trave, è stato posizionato un rullo cercando di riprodurre il più possibile le condizioni al contorno del laboratorio, e metà della colonna è stata modellata tenendo conto di una simmetria sul piano verticale (Figura 5.23). Due sezioni della trave sono state trattenute lateralmente e torsionalmente per riprodurre i vincoli posti nella configurazione sperimentale.

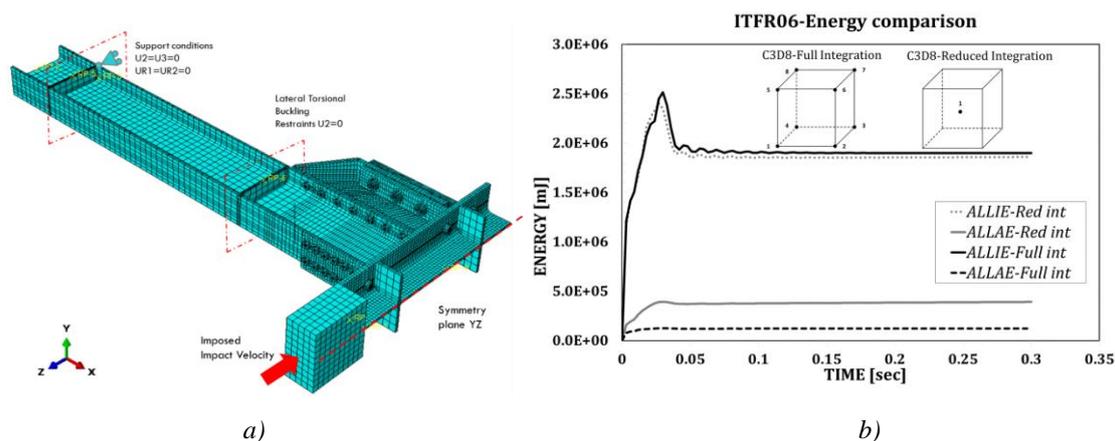


Figura 5.23. Dettaglio del modello ad elementi finiti e confronto in termini energetici

L'impatto è stato eseguito per mezzo di un corpo rigido discreto 3D ad inerzia isotropa ed è stato discretizzato utilizzando elementi rigidi. I vincoli di collegamento sono stati utilizzati per collegare gli irrigidimenti alla trave e al pilastro. È stato introdotto un contatto generale per tutti gli elementi, con una definizione di “Hard Contact” nella direzione normale e un comportamento tangenziale con coefficiente di attrito 0,3. Il contatto tra i pattini di attrito e la piastra di rinforzo scanalata è stato definito come un contatto superficie a superficie, con attrito tangenziale specifico e un comportamento normale secondo il classico modello di attrito di Coulomb. Il dispositivo di simulazione è stato posto direttamente a contatto con il provino testato, assegnando alla massa il valore delle velocità iniziali ($v_{act,imp}$ dato in Tabella 1.6) delle prove reali. La piena integrazione di C3D8 è stata selezionata come quella più appropriata.

È stato inoltre eseguito uno studio sulla sensibilità della mesh per selezionare il miglior compromesso tra l'accuratezza dei risultati e il tempo di analisi. Complessivamente la mesh è composta da 33737 elementi per un tempo di analisi totale compreso tra 20 e 48 ore per ogni simulazione, a seconda anche delle richieste di output. Inoltre, sono state effettuate due diverse analisi: in una prima analisi sono stati precaricati i bulloni e, successivamente, è stata eseguita una seconda analisi dinamica e lo stato di deformazione dovuto al precarico è stato caricato come condizione iniziale all'inizio della seconda analisi (come campo predefinito). I bulloni sono modellati utilizzando il diametro nominale e scalando la sollecitazione nominale del materiale come spiegato in [32–36]. Il precarico del bullone viene applicato alla sezione centrale del gambo del bullone, utilizzando l'opzione "Bolt Force". Seguendo la procedura presentata in [30,37], lo smorzamento è stato modellato con la classica teoria di Rayleigh calibrando solo il coefficiente proporzionale alla massa ($a = 11$) con un rapporto di smorzamento di circa il 2%.

I modelli di materiale implementati in Abaqus derivano dai test sui campioni di materiale. Le curve ingegneristiche sono implementate in ABAQUS come curve di tensione reale - deformazioni reali con un modulo di Young di 210 GPa e un coefficiente di Poisson di 0,3. Il danneggiamento duttile è implementato seguendo la procedura data da Pavlović in [38]. Il danno è stato introdotto solo nelle parti in cui è prevista un'elevata plasticità: T-Stub, L-stub e bulloni. L'evoluzione del danno può essere estratta dai test sperimentali, utilizzando un approccio inverso e calibrando i parametri modellando i test dei coupon in Abaqus [14,30]. La modellazione dei bulloni è implementata seguendo il modello semplificato con un gambo equivalente come spiegato in [36]. Poiché sui bulloni non sono state eseguite prove di taglio, si fa riferimento alle prove riportate in [32]. Per i carichi dinamici, la velocità di deformazione deve essere implementata nel modello. Dai risultati ottenuti in [30], il modo migliore per tenere conto della velocità di deformazione nella modellazione FEM è stato utilizzare la formulazione di Johnson-Cook.

Risultati Principali

La prova statica è stata simulata applicando lo spostamento alla colonna ed estraendo le reazioni ai vincoli (tenendo conto della simmetria). Il comportamento del provino, quando viene impedita l'instabilità flessione-torsionale, si traduce in un aumento della resistenza e in una riduzione della duttilità. Inoltre, tenendo conto del danno dei materiali, la rottura del bullone può essere rilevata dal modello, diversamente da [31,39] dove la duttilità era sovrastimata. Introducendo il danno e includendo i vincoli fuori piano per evitare il verificarsi dell'instabilità flessione-torsionale, la simulazione dinamica fornisce una buona previsione della massima resistenza raggiunta nel test. Il collasso si ottiene in corrispondenza del bullone della connessione con angolari ad L inferiore per taglio e trazione combinati.

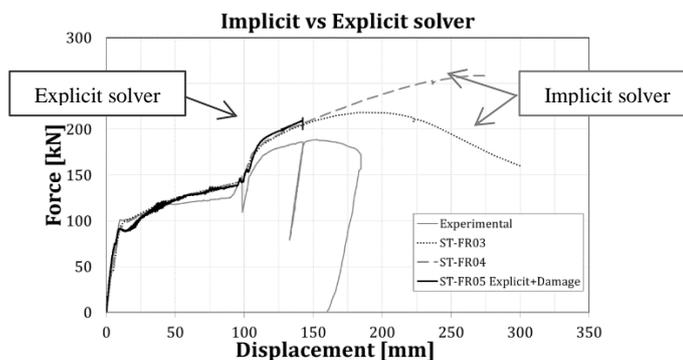


Figura 5.24. Confronto tra risultati ottenuti con analisi implicita e esplicita del test statico

Questo modello è stato poi utilizzato per simulare il comportamento del provino sotto impatto. Come mostrato nei confronti presentati nella Figura 5.25, il modello sviluppato può cogliere con un buon accordo la risposta del nodo durante e dopo l'impatto.

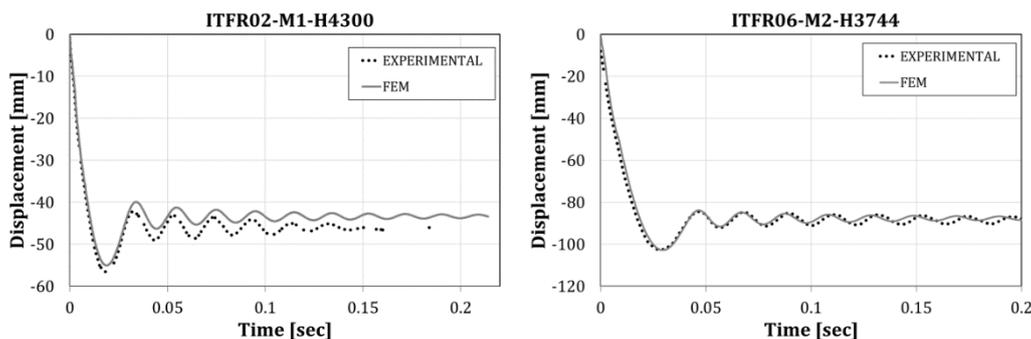


Figura 5.25 Confronto tra simulazione e test

Nella Tabella 1.8 è riportato il confronto tra i risultati sperimentali e le analisi FEM in termini di spostamento massimo e permanente (δ_{max} e δ_{perm}) con i relativi errori di previsione. Complessivamente il modello ad elementi finiti sembra prevedere con buona precisione i due valori con un errore massimo intorno al 9% per il test ITFR01.

Tabella 5.8. Confronto tra modello ad elementi finiti e risultati sperimentali

Test d’impatto	$\delta_{max,Exp}$ [mm]	$\delta_{perm,Exp}$ [mm]	$\delta_{max,FEM}$ [mm]	$\delta_{perm,FEM}$ [mm]	%err, δ_{max} [-]	%err, δ_{per} [-]
ITFR01-M1-H250	6.16	-	5.6	-	9.09%	-
ITFR02-M1-H4300	56.7	46.2	55.1	43.9	2.82%	4.98%
ITFR06-M2-H3744	102.6	88.5	102.8	87.8	0.19%	0.79%

Poiché non è stato possibile misurare le forze associate all’impatto durante le prove sperimentali, il modello ad elementi finiti così validato è uno strumento utile per stimare la forza sommando le reazioni nei punti di appoggio. Per il calcolo del DIF è stata utilizzata la resistenza statica ottenuta dal modello ad elementi finiti ($F_{ST, FEM}$) invece di quella sperimentale (F_{ST}) in quanto, per la prova sperimentale statica non è stato impedito l’instabilità laterale-torsionale mentre lo è stato per le prove d’urto e le simulazioni numeriche. La tabella 1.9 fornisce anche un confronto tra i DIF calcolati con metodi diversi. Dal confronto, sembra che il teorema dell’impulso sottovaluti i valori DIF.

Tabella 5.9. Stima delle forze d’impatto e dei DIF

Test	$\delta_{max,EX}$ [mm]	$\delta_{perm,EX}$ [mm]	$\delta_{max,FEM}$ [mm]	F_{ST} [kN]	$F_{ST, FEM}$ [kN]	$F_{DYN, FEM}$ [kN]	E_{Diss} [kNm m]	DIF_{FEM} [-]	DIF_G R [-]	DIF_{IT} [-]
ITFR02	56.5	46.2	55.1	118.5	124.9	136.8	4774.2	1.09	1.04	1.03
ITFR06	102.6	88.5	102.8	159.7	153.2	179.2	11234	1.14	1.04	1.06

* dove $\delta_{max, EX}$ è lo spostamento massimo nelle prove sperimentali; $\delta_{perm, EX}$ è la deformazione permanente nelle prove sperimentali; $\delta_{max, FEM}$ è lo spostamento massimo nel modello ad elementi finiti; F_{ST} è la forza statica equivalente; $F_{ST, FEM}$ è la forza statica stimata con il modello ad elementi finiti; $F_{DYN, FEM}$ è la forza associata all’impatto; E_{Diss} è l’energia dissipata

Con l'aiuto del modello ad elementi finiti validato, sono state eseguite analisi parametriche per estendere i risultati ottenuti attraverso la campagna di test sperimentali d'impatto. Nel complesso, il parametro più importante che influenza il comportamento del nodo è l'energia d'impatto, ma è possibile identificare comportamenti differenti quando si utilizzano masse o velocità d'impatto differenti. In particolare, dallo studio parametrico, la capacità di dissipazione di energia del giunto, che è il miglior parametro per classificare la risposta, viene identificata con l'utilizzo di un parametro denominato velocità di energia di deformazione “Re” [40]. Sono stati eseguiti tre gruppi di analisi parametriche per un totale di 25 simulazioni:

- Il primo gruppo (Gruppo 1) studia l'influenza della velocità d'impatto con le seguenti masse ($M1 = 0,106$ t, $M2 = 0,23$ te $M3 = 0,3$ t).
- Il gruppo 2 studia l'influenza della variazione del peso della massa sulla risposta del giunto mantenendo costante la velocità ($V5 = 6,26$ m / s).
- L'ultimo gruppo (Gruppo 3) indaga l'influenza della variazione contemporanea di massa e velocità mantenendo costante l'energia d'urto ($E11 = 8.83E + 03$ J).

I principali risultati dello studio parametrico condotto possono essere riassunti come segue:

- L'aumento di V o M aumenta la RE ma, quando l'energia di impatto è costante, i nodi resistono meglio a velocità più elevate piuttosto che a masse più elevate a causa degli effetti della velocità di deformazione, anche se l'intervallo di velocità studiato è limitato a causa del raggiungimento della rottura del bullone. Lo spostamento verticale sembra essere più sensibile al peso di caduta che alla velocità;
- Non esiste una chiara correlazione tra il DIF e la velocità di rotazione del giunto poiché molti fattori contribuiscono a una diversa distribuzione della velocità nella componente nodale (velocità, massa ed energia di impatto);
- Il DIF globale del nodo non mostra una chiara correlazione con la velocità di deformazione massima misurata nel campione.

5.3.4 Sintesi delle nuove indicazioni per regole di progetto

Come risultato generale degli studi condotti, è stato dimostrato che il collegamento FREEDAM ed i suoi smorzatori di attrito presentano un comportamento duttile in caso di carico dinamico e, in particolare, in caso di impatto. Un'energia significativa può essere dissipata attraverso l'attivazione dello smorzatore di attrito e dei suoi spostamenti associati.

Gli effetti dinamici influenzano la risposta globale della connessione. In particolare, è stato dimostrato che è possibile raggiungere resistenze più elevate a causa di (i) un aumento del coefficiente di attrito a livello del cuscinetto di attrito e (ii) lo sviluppo di effetti di velocità di deformazione a livello dei componenti nodali mentre la duttilità è poco influenzata.

Per trarre vantaggio da questo effetto positivo, è necessario garantire l'attivazione di componenti duttili a rottura e quindi, per evitare rotture fragili e, in particolare, rottura dei bulloni a taglio e / o in trazione.

Il progetto del nodo FREEDAM considerando l'effetto dei tassi di deformazione può essere valutato considerando le regole di progettazione statica e aggiungendo l'influenza dei tassi di deformazione. Esistono diversi modi per considerare i tassi di deformazione all'interno del comportamento della connessione. In modo semplificato, il comportamento dinamico globale

può essere ottenuto moltiplicando la resistenza statica per un coefficiente DIF variabile da 1.0 a 1.2 e la resistenza di attrito statico (resistenza allo scivolamento) per 1.1. Un'altra opzione consiste nell'introdurre l'effetto delle velocità di deformazione individualmente in ciascun componente della connessione e quindi applicare le regole di progettazione. L'introduzione di questi effetti può essere fatta mediante l'applicazione di linee di tendenza e può essere applicato per la resistenza e la duttilità dei componenti. In questo modo è possibile valutare analiticamente il comportamento globale e locale di queste connessioni per diverse velocità di carico, a seconda delle velocità di deformazione indotte [22,25].

Per indagini più avanzate, gli studi condotti hanno portato a stilare raccomandazioni su come simulare numericamente il comportamento delle connessioni FREEDAM tramite elementi finiti. In particolare:

- L'uso della legge comportamentale Johnson-Cook per tenere conto degli effetti della velocità di deformazione è stato convalidato e i valori raccomandati per i suoi parametri di caratterizzazione sono riportati in [30];
- Sono stati proposti e validati metodi per simulare adeguatamente il precarico del bullone;
- La procedura fornita da Pavlović in [38] per simulare il danno dei materiali è stata applicata e convalidata. In particolare, i valori per i parametri da utilizzare in questa procedura sono proposti in [14].

5.4 BIBLIOGRAFIA

- [1] G. Culache, M.P. Byfield, N.S. Ferguson, A. Tyas, Robustness of Beam-to-Column End-Plate Moment Connections with Stainless Steel Bolts Subjected to High Rates of Loading, *J. Struct. Eng.* 143 (2017).
- [2] J.B. Davison, Investigation the Robustness of Steel Beam-to-column connections, in: 10th Int. Conf. Steel, Sp. Compos. Struct., North Cyprus, May, 2011.
- [3] E.L. Grismo, A.H. Clausen, M. Langseth, A. Aalberg, An experimental study of static and dynamic behaviour of bolted end-plate joints of steel, *Int. J. Impact Eng.* 85 (2015) 132–145.
- [4] P. Barata, A. Santiago, J.P. C. Rodrigues, C. Rigueiro, Experimental behaviour of beam - to-column steel joints subjected to impact loading, in: Eighth Int. Conf. Adv. Steel Struct., Lisbon, July, 2015.
- [5] E. Saraiva, Variação das propriedades mecânicas do aço relacionadas com problemas de impacto em estruturas., University of Coimbra, 2012.
- [6] K. Vedantam, D. Bajaj, N.S. Brar, S. Hill, Johnson - Cook strength models for mild and DP 590 steels, *AIP Conf. Proc.* 845 I (2006) 775–778.
- [7] J. Ribeiro, A. Santiago, C. Rigueiro, L. Simões da Silva, Analytical model for the response of T-stub joint component under impact loading, *J. Constr. Steel Res.* 106 (2015) 23–34.
- [8] H. Fransplass, M. Langseth, O.S. Hopperstad, Tensile behaviour of threaded steel fasteners at elevated rates of strain, *Int. J. Mech. Sci.* 53 (2011) 946–57.
- [9] G. Johnson, W. Cook, A constitutive model and data for metals subjected to large strains, high strain rates and high temperatures, in: *Proc. 7th Int. Symp. Ballist.*, The Hague, The Netherlands, 1983: pp. 541–7.
- [10] J. Malvar, J. Crawford, Dynamic increase factors for steel reinforcing bars, in: *Twenty-Eighth DDESB Semin.*, Orlando, n.d. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000971](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000971).
- [11] T. McAllister, World Trade Center building performance study: data collection, preliminary observations and recommendations., Federal Emergency Management Agency, Federal Insurance and Mitigation Administration, 2002.
- [12] Arup, Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse, Department for Communities and Local Government, 2011.
- [13] FREEDAM, FREE from DAMage Steel Connections, Final Report, 2019.
- [14] M. D’Antimo, Impact characterization of innovative seismically designed connections for robustness application, 2020.
- [15] A.F. Santos, Behaviour of friction joints under impact loads, University of Coimbra, PhD thesis, 2019.
- [16] Eurocode 3, Design of steel structures. Part 1.8: Design of joints, Brussels, Belgium, 2010.
- [17] P. Barata, A. Santiago, J.P.C. Rodrigues, C. Rigueiro, Development of an experimental system to apply high rates of loading, *Int. J. Struct. Integr.* 7 (2016) 291–304.
- [18] W.-S. Lee, C.-F. Lin, Impact properties and microstructure evolution of 304L stainless steel, *Mater. Sci. Eng. A.* 308 (2001) 124–135.
- [19] W.E. Luecke, J.D. McColskey, C.N. McCowan, S.W. Banovic, R.J. Fields, T. Foecke, T.A. Siewert, F.W. Gayle, Mechanical Properties of Structural Steels, Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster, NIST NCSTAR 1-3D;, 2005.
- [20] J. Ribeiro, A. Santiago, C. Rigueiro, L.S. Da Silva, Analytical model for the response of

- T-stub joint component under impact loading, *J. Constr. Steel Res.* 106 (2015) 23–34.
- [21] Abaqus, Abaqus Theory Manual, 2011.
- [22] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, Analytical assessment of the friction dampers behaviour under different loading rates, *J. Constr. Steel Res.* 158 (2019) 443–459. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.04.005>.
- [23] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, Analytical assessment of the friction dampers behaviour under different loading rates, *J. Constr. Steel Res.* 158 (2019) 443–459.
- [24] Np En 1993-1-8, Norma Portuguesa - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço, Inst. Port. Da Qual. (2010) 146.
- [25] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, L. Simões da Silva, Response of friction joints under different velocity rates, *J. Constr. Steel Res.* 168 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106004>.
- [26] M. D’Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable gr10 . 9 bolt assemblies, *J. Constr. Steel Res.* 124 (2016) 77–90.
- [27] E. Munoz Garcia, J.. Davidson, A. Tyas, Analysis of the response of structural bolts subjected to rapid rates of loading, in: 4th Eur. Conf. Steel Compos. Struct. - EUROSTEEL, Maastricht, The Netherlands, 2005.
- [28] E.L. Grimsmo, A.H. Clausen, A. Aalberg, M. Langseth, A numerical study of beam-to-column joints subjected to impact, *Eng. Struct.* 120 (2016) 103–115.
- [29] M. Latour, M. D’Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo, Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints, *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 115 (2018) 66–81.
- [30] M. D’Antimo, M. Latour, J.-F. Rizzano, Gianvittorio Demonceau, Experimental and numerical assessment of steel beams under impact loadings, *J. Constr. Steel Res.* 158 (2019) 230–247. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002288](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002288).
- [31] M. D’Antimo, M. Zimbru, M. D’Aniello, J.-F. Demonceau, J.-P. Jaspart, R. Landolfo, Preliminary finite element analyses on seismic resistant FREE from DAMAge beam to column joints under impact loading, 2018. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.763.592>.
- [32] M.D. Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable gr10 . 9 bolt assemblies, *J. Constr. Steel Res.* 124 (2016) 77–90. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.05.017>.
- [33] M. D’Aniello, R. Tartaglia, S. Costanzo, R. Landolfo, Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes, *J. Constr. Steel Res.* 128 (2017) 512–527. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.09.017>.
- [34] M.D. Aniello, M. Zimbru, M. Latour, A. Francavilla, Development and validation of design criteria for free from damage steel joints, 1 (2017). <https://doi.org/10.1002/cepa.57>.
- [35] M. D’Aniello, M. Zimbru, R. Landolfo, M. Latour, G. Rizzano, V. Piluso, Finite element analyses on free from damage seismic resisting beam-to-column joints, in: *COMPdyn 2017 - Proc. 6th Int. Conf. Comput. Methods Struct. Dyn. Earthq. Eng.*, 2017: pp. 802–814. <https://doi.org/10.7712/120117.5458.17524>.
- [36] M.D. Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, Simplified criteria for finite element modelling of European preloadable bolts, *Steel Compos. Struct.* 6 (2017) 643–658.
- [37] M. D’Antimo, M. Latour, J. Jaspart, J. Demonceau, Numerical and experimental investigation of simply supported steel beams under drop-weight impact tests, *Ce/Papers.* 3 (2019) 803–809. <https://doi.org/10.1002/cepa.1137>.

- [38] M.S. Pavlovic, Resistance of Bolted Shear Connectors in prefabricated steel-concrete composite decks, (2013) 1–10.
- [39] M. D’Antimo, M. Latour, G. Rizzano, J.-F. Demonceau, J.-P. Jaspart, Preliminary Study on beam-to-column joints under impact loading, *Open Constr. Build. Technol. J.* (2017).
- [40] H. Wang, B. Yang, X.H. Zhou, S.B. Kang, Numerical analyses on steel beams with fin-plate connections subjected to impact loads, *J. Constr. Steel Res.* (2016). <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.05.016>.

CAPITOLO 6

SIMULAZIONE SISMICA SOTTO AZIONI PSEUDO-DINAMICHE

6.1 INTRODUZIONE

Nei precedenti capitoli il comportamento delle connessioni FREEDAM è stato descritto analizzando la risposta sperimentale e numerica sia su sotto-assemblaggi che sui dissipatori ad attrito. In questo capitolo, considerando la mancanza di dati sperimentali riguardanti la valutazione del comportamento di edifici in scala reale con connessioni ad attrito, vengono presentati dei test su una struttura in scala reale sviluppati durante il progetto FREEDAM. Storicamente solo pochi lavori sono stati indirizzati allo studio del comportamento sperimentale di strutture in acciaio in scala reale sottoposte ad azioni sismiche. Ciò lascia alcune incertezze sul campo di applicabilità degli usuali approcci progettuali adottati per analisi time-history non lineari. I modelli numerici sono comunemente utilizzati, ma i progettisti a volte non sono consapevoli delle limitazioni riguardanti il loro campo di applicabilità. Ciò si verifica a causa della limitata disponibilità di dati sperimentali su strutture in scala reale che possano essere usati per la validazione degli approcci analitici. Tale carenza è dovuta agli eccessivi sforzi, alle limitate risorse e attrezzature necessarie per eseguire test su strutture in scala reale.

In questo scenario, in questo capitolo sono riportati i risultati relativi al comportamento dinamico di strutture in scala reale con connessioni FREEDAM ed RBS. Si è pervenuti a tale obiettivo al laboratorio STRENGTH dell’Università di Salerno eseguendo prove pseudo-dinamiche su un edificio provvisto delle analizzate tipologie di connessioni.

Per maggiore chiarezza è bene sottolineare che tale attività è parte di un programma di prove sperimentali che riguarda l’analisi di cinque diverse tipologie di connessioni, tutte progettate per avere una capacità di rotazione maggiore del minimo richiesto dall’Eurocodice 8 per la Classe di Duttività Alta (DCH): connessioni RBS (l’acronimo sta per Reduced Beam Section), connessioni ad attrito (FREEDAM); connessioni Extended End-Plate (EEP), connessioni con T-stub (DST) e con T-stub a clessidra (DST-X).

Fino ad ora la pianificata attività sperimentale è consistita nell’esecuzione di due campagne di prova su una struttura in acciaio in scala reale dotata di connessioni RBS, nella prima campagna sperimentale, e di connessioni FREEDAM, nella seconda.

I principali risultati di queste prove pseudo-dinamiche sono riportati in questo capitolo in modo anche da evidenziare i vantaggi indotti dall’utilizzo di connessioni ad attrito a basso danneggiamento in confronto con i tradizionali modi di concepite le connessioni trave-colonna.

6.2 MODELLO STRUTTURALE

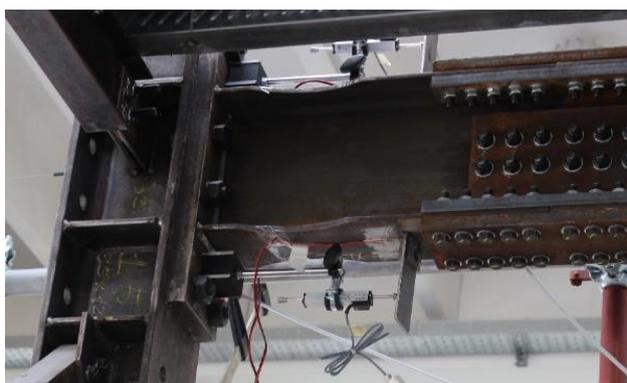
La struttura in acciaio testata è caratterizzata da una campata e due livelli e si compone di due telai sismo-resistenti in direzione longitudinale, mentre, in trasversale, dei controventi impediscono eventuali ed indesiderate rotazioni torsionali dell'edificio. Le dimensioni in pianta dell'unica campata presente sono pari a 4 m in direzione longitudinale e 2 m in trasversale, mentre l'altezza di piano è di 2.4 m. Dal momento che lo scopo del presente studio consiste nella valutazione del comportamento delle connessioni RBS e FREEDAM quando appartenenti ad un edificio in scala reale, la struttura è stata concepita per permettere la semplice e rapida sostituzione sia delle connessioni trave-colonna che dei nodi di base in modo da consentire l'esecuzione di più campagne di prova sullo stesso edificio (Figura 6.1). In particolare, tali test sono condotti ricorrendo al metodo di prova pseudo-dinamico che rappresenta una tecnica tramite cui valutare il comportamento sismico di una struttura non imponendo le accelerazioni registrate al suolo, ma applicando, in questo caso con una coppia di attuatori idraulici, spostamenti di piano calcolati risolvendo le equazioni del moto [1]-[3].



a) Telaio con connessioni RBS



b) Telaio con connessioni FREEDAM



c) Connessione RBS



d) Connessione FREEDAM

Figura 6.1 – La struttura testata e le sue connessioni

Per maggiore chiarezza le principali informazioni riguardanti la struttura testata sono sintetizzate di seguito. Gli impalcati sono costituiti da profili in lamiera grecata HI-BOND A55 che, considerando anche la soletta in conglomerato cementizio armato, hanno uno spessore di 100 mm. L'impalcato trasferisce i carichi a cinque travi secondarie costituite da IPE 140 ed HEB 140 (Figura 6.2). Dal momento che non sono stati utilizzati connettori ed un'adeguata distanza è stata lasciata tra la soletta in c.a. e le colonne, come suggerito anche dall'Eurocodice 8, è possibile

assumere che le travi non siano elementi composti. Rigide fondazioni in acciaio fissate con barre dywidag ad alta resistenza assicurano l’ancoraggio della struttura e del telaio di contrasto all’impalcato del laboratorio. Inoltre, un rigido diaframma in fondazione connette i nodi di base della struttura alla base del telaio di contrasto.

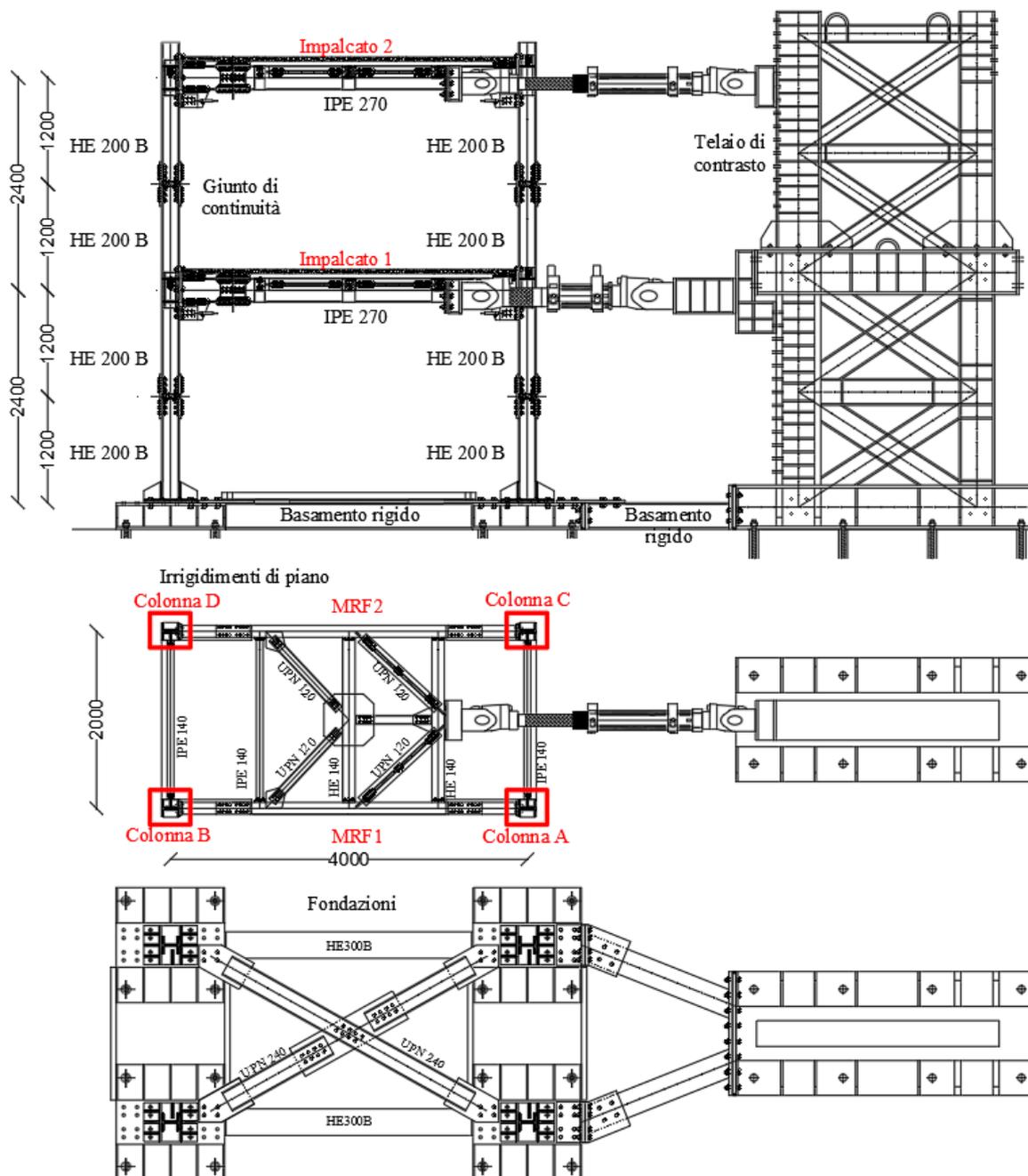
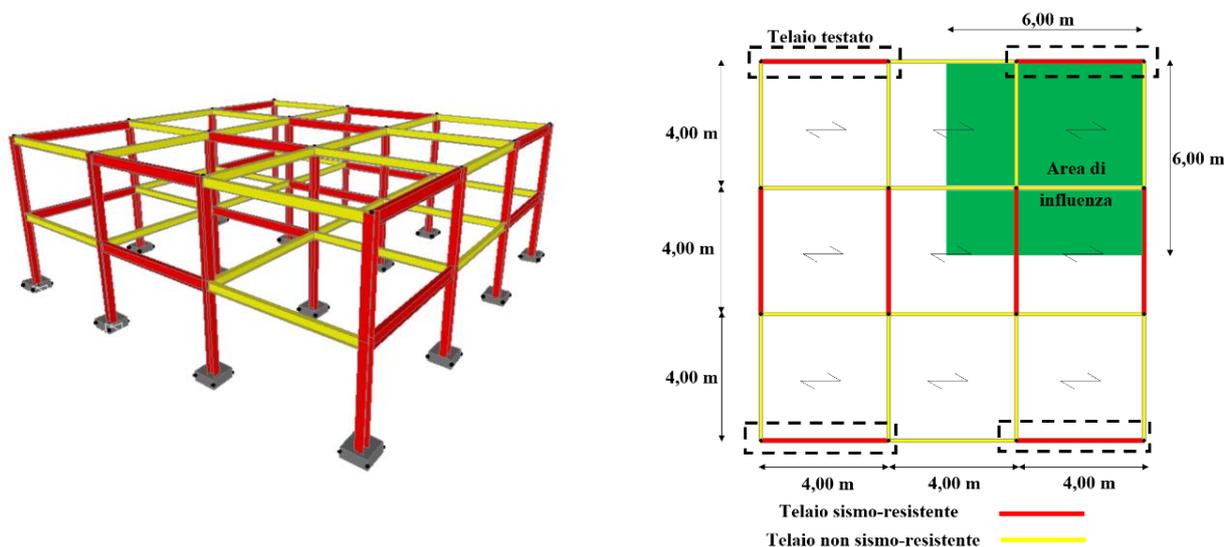


Figura 6.2 – Struttura con connessioni RBS

Come elementi strutturali sono stati selezionati dei profili IPE 270 con un acciaio di classe S275JR per le travi e profili HEB 200 con acciaio di classe S355JR per le colonne. Il progetto della struttura è stato condotto in accordo alle disposizioni fornite dall’Eurocodice 8 [4], [5]. In particolare, i telai sismo-resistenti sono stati concepiti per appartenere alla Classe di Duttività Alta (DCH) e le membrature sono state progettate considerando le limitazioni imposte sia allo

stato limite di servizio che ultimo (coefficiente di comportamento uguale a 6, spettro di risposta di tipo-1, accelerazione di picco al suolo uguale a 0.35g, suolo tipo B e limite dell’1% come drift di piano in condizioni di servizio assumendo che gli elementi di tamponatura non interferiscano con la deformazione della struttura). Il provino testato è stato concepito in modo che i suoi telai sismo-resistenti siano rappresentativi di una struttura di riferimento caratterizzata, in ciascuna direzione, da tre campate quadrate di lunghezza uguale a 4 m (Figura 6.3). Inoltre, tale edificio di riferimento è caratterizzato da quattro telai sismo-resistenti per ogni direzione (Figura 6.3). I valori dei carichi di progetto sono i seguenti: i) i pesi propri strutturali e non strutturali sono uguali a 3.9 kN/m² e 3.6 kN/m² rispettivamente al primo ed al secondo livello; ii) i sovraccarichi accidentali sono uguali a 3 kN/m² al primo livello e 0.5 kN/m² in copertura. L’area di influenza di ciascun telaio sismo-resistente corrisponde ad 1/4 dell’area totale in pianta. Il peso degli elementi strutturali e dei rivestimenti è stato valutato incrementando del 10% le masse di piano. In particolare, le masse applicate su ciascun telaio sismo-resistente sono uguali a 19 tonnellate e 14.2 tonnellate al primo ed al secondo livello, rispettivamente.



a) Vista 3D della struttura di riferimento

b) Vista in pianta ed individuazione dei telai testati

Figura 6.3 – Schema di riferimento adottato per il progetto dei telai sismo-resistenti

Le campagne sperimentali condotte al laboratorio STRENGTH dell’Università di Salerno appartengono ad un più articolato programma di ricerca rivolto ad investigare l’influenza di diverse connessioni trave-colonna sulla risposta sismica delle strutture. Per tale ragione la sequenza di accelerogrammi adottata per le diverse campagne sperimentali sulla struttura con connessioni RBS [5] e FREEDAM risulta essere la stessa. Gli accelerogrammi selezionati ed i corrispondenti valori di accelerazione di picco al suolo sono riportati in Tabella 6.1. È bene precisare che durante la prima campagna sperimentale tra i primi due test è stata eseguita una prova parziale che non è riportata di seguito.

Tabella 6.1: Accelerogrammi adottati per eseguire le prove

Test n.	Accelerogramma	PGA
1	Imperial Valley	1.10g
2	Spitak	0.80g

3	Artificial	0.50g
4	Santa Barbara	0.80g
5	Coalinga (parziale)	0.80g

6.3 PROVE PSEUDO-DINAMICHE SULLA STRUTTURA CON CONNESSIONI RBS

Nel seguente paragrafo i risultati sperimentali relativi alla campagna riguardante la struttura con connessioni RBS sono analizzati e discussi. In particolare, da una prima analisi dei risultati è possibile anticipare che in tutti i test i massimi valori degli spostamenti di piano e delle forze di reazione degli attuatori occorrono agli stessi istanti. Tale aspetto è in accordo con le previsioni dal momento che la struttura è regolare ed il primo modo di vibrare risulta essere quello prevalente. In Tabella 6.2 sono riportati i principali risultati.

Tabella 6.2: Principali risultati sperimentali (struttura con connessioni RBS)

		Test 1	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5	
Massimo tagliante alla base (kN)	Trazione	-751	-652	-444	-586	-630	
	Compressione	667	670	555	592	612	
Picco di spostamento al primo livello (mm)	Trazione	-78	-17	-29	-48	-47	
	Compressione	44	85	40	41	62	
Picco di spostamento in copertura (mm)	Trazione	-150	-34	-66	-99	-94	
	Compressione	88	171	83	85	129	
Massimo drift di piano (%)	Traz.	Livello 1	-3.3	-0.7	-1.2	-2.0	-2.0
		Livello 2	-3.0	-0.7	-1.5	-2.2	-2.0
	Compr.	Livello 1	1.9	3.5	1.7	1.7	2.6
		Livello 2	1.9	3.6	1.8	1.8	2.8

6.3.1 Imperial Valley (PGA = 1.10g)

Il primo test è consistito nell'applicazione di un accelerogramma registrato dalla stazione di Imperial Valley (USA) nel 1979. È importante evidenziare che l'accelerazione di picco al suolo registrata era uguale a 0.37g ma, in questo caso per eseguire la prova, tale valore è stato incrementato a 1.10g, circa tre volte il valore reale.

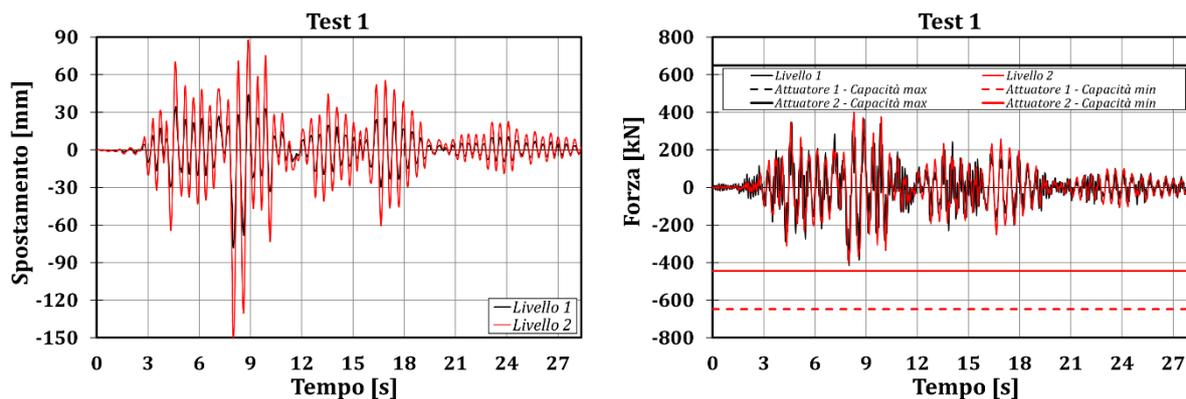


Figura 6.4 – Test 1: spostamenti di piano (sinistra) e forze degli attuatori (destra)

Dalla Figura 6.4 si può osservare che i valori delle forze ottenute dall’attuatore al primo livello sono maggiormente variabili di quelle registrate dall’attuatore al secondo livello. Ciò è principalmente dovuto all’accuratezza del dispositivo di acquisizione della forza, installato nell’attuatore MTS 243.60-02 che risulta essere meno preciso. Infatti, mentre l’attuatore (MTS 243.45-01) posto al secondo livello è equipaggiato con una cella di carico dotata di strain-gauge, l’attuatore al primo livello è dotato di una cella a pressione differenziale. I massimi valori di tagliante alla base, picchi di spostamento e drift di piano sono sintetizzati in Tabella 6.2.

Si può osservare che il massimo drift di piano è di circa il 3%, valore che conduce ad un significativo impegno in campo plastico degli elementi strutturali. Infatti, i sistemi di acquisizione applicati per la misurazione dei parametri di comportamento locale dei nodi hanno evidenziato che sia le connessioni RBS che i nodi di base si sono danneggiati. Tale danneggiamento è stato maggiore per le connessioni RBS del primo livello e minori per le connessioni disposte al secondo livello. I valori osservati relativi al momento di snervamento delle connessioni sono prossimi ai valori di progetto (127.5 kNm).

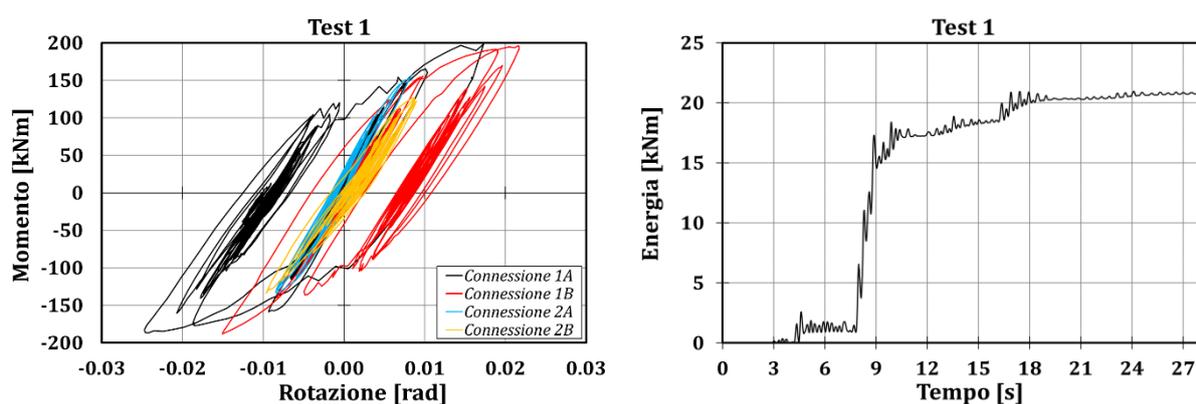


Figura 6.5 – Test 1: curve isteretiche delle connessioni RBS (sinistra) ed energia globalmente dissipata dal telaio MRF-1 (destra)

I danneggiamenti occorsi nella struttura durante il Test 1 sono attribuibili al significativo numero di cicli sperimentati dalle connessioni RBS poste al primo livello. Ciò è evidente dalle curve isteretiche delle connessioni RBS riportate in Figura 6.5. Inoltre, nella stessa figura si riporta anche l’energia complessivamente dissipata dalle connessioni RBS a partire dalle informazioni delle stesse curve isteretiche. È bene osservare che le connessioni RBS hanno raggiunto una

rotazione massima di poco inferiore a 30 mrad, valore molto prossimo al limite dell’Eurocodice 8 per connessioni appartenenti a telai sismo-resistenti in Classe di Duttività Alta (35 mrad).

6.3.2 *Spitak (PGA = 0.80g)*

Come secondo accelerogramma è stata scelta una storia di accelerazioni molto diversa da quella del primo test perché principalmente caratterizzata da un solo picco, mentre Imperial Valley si diversificava per la presenza di un elevato numero di picchi. Tale peculiarità è evidente dai risultati: per l’accelerogramma di Spitak c’è solo una evidente escursione in campo plastico della struttura, caratterizzata da un drift di piano di circa 3.6%, mentre in tutti gli altri istanti il provino ha un comportamento praticamente elastico. Ciò può essere ulteriormente evidenziato analizzando i parametri di risposta locale quali, per esempio, le curve momento-rotazione delle connessioni RBS (Figura 6.6). Infatti si può notare che la curva momento-rotazione della più sollecitata connessione RBS è caratterizzata da una rotazione massima di circa 30 mrad con un momento massimo di circa 200 kNm.

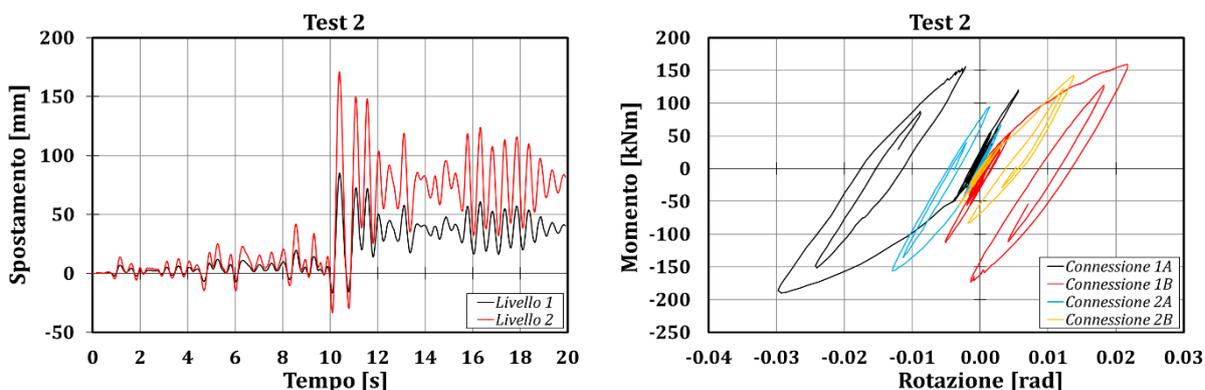


Figura 6.6 – Test 2: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra)

È possibile osservare che tale valore di momento massimo è di molto superiore al valore di progetto, calcolato considerando la connessione snervata ed incrudita (140 kNm). Ciò significa che il coefficiente di sovra-resistenza uguale ad 1.1 suggerito dall’Eurocodice 8 è molto sottostimato. Infatti, in questo caso, il rapporto tra il momento flettente misurato nel corso della prova e quello di progetto è uguale a circa 1.6. Tale resistenza, eccessivamente più grande del valore atteso, è probabilmente dovuta alla riduzione del rapporto larghezza/spessore delle flange della trave nella zona a sezione ridotta che praticamente impedisce il manifestarsi di una instabilità locale.

6.3.3 *Artificial record (PGA = 0.50g)*

Il terzo accelerogramma è stato creato artificialmente tramite il software SIMQKE in modo da essere compatibile con l’adottato spettro di progetto. Tale scelta è stata perpetrata con lo scopo di investigare gli effetti di un terremoto caratterizzato da un elevato numero di picchi nella sua storia di accelerazioni. In tal caso, l’accelerazione di picco al suolo è uguale a 0.50g.

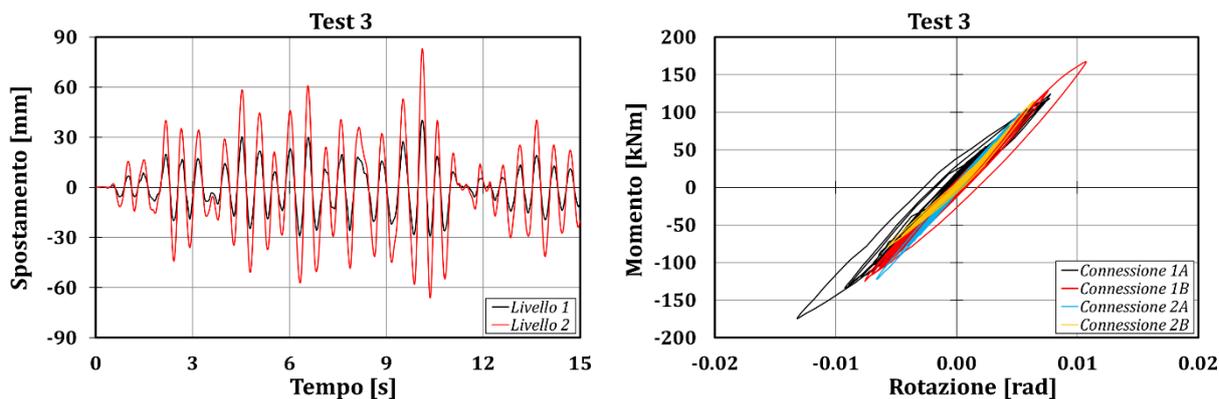


Figura 6.7 – Test 3: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra)

Durante il terzo test le connessioni RBS poste al primo livello hanno raggiunto valori di momenti flettenti di circa 170 kNm, mentre al secondo livello si è osservato un trascurabile danneggiamento dal momento che i momenti hanno raggiunto i 120 kNm con rotazioni minori di 10 mrad. (Figura 6.7). Il massimo tagliante alla base è stato uguale a 555 kN ed il massimo spostamento in copertura uguale a 83 mm, conducendo ad un massimo drift di piano di circa 1.8%. In termini di curve momento-rotazione, le connessioni RBS sono rimaste praticamente in campo elastico.

6.3.4 Santa Barbara (PGA = 0.80g)

Il quarto test è consistito nell'applicazione dell'accelerogramma di Santa Barbara. Tale prova non ha evidenziato alcuna ulteriore e significativa plasticizzazione delle connessioni RBS ed il comportamento strutturale è rimasto in campo elastico, come è evidente osservando gli spostamenti di piano e le curve isteretiche momento-rotazione delle connessioni RBS riportati in Figura 6.8. Tutti gli altri risultati riguardanti tale prova sono riportati in Tabella 6.2.

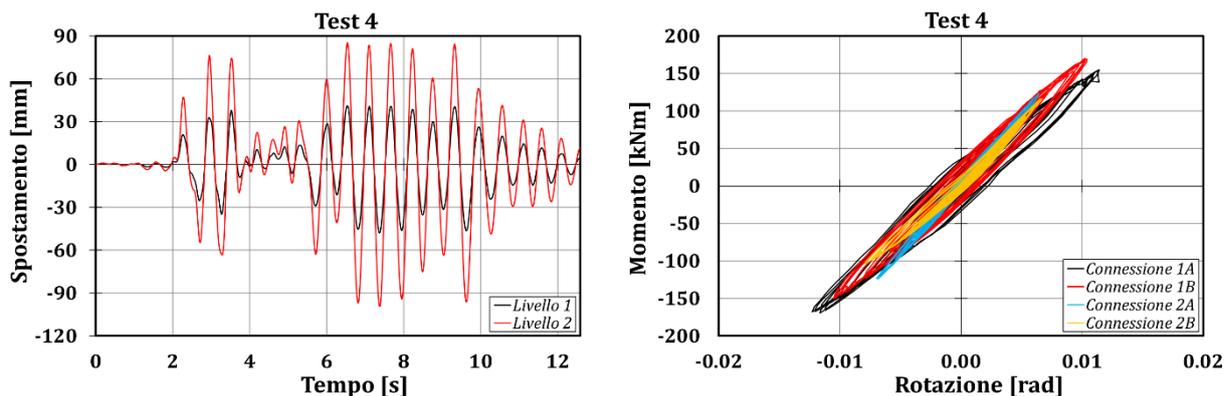


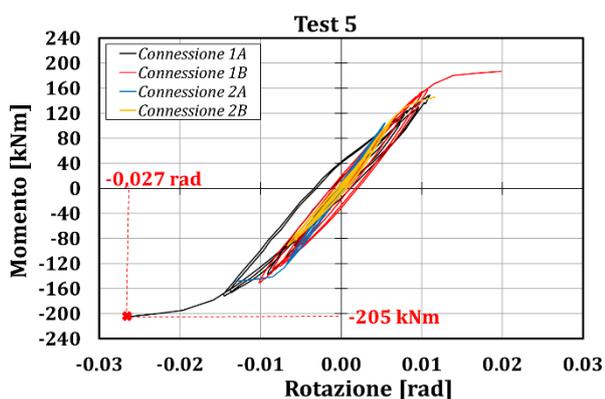
Figura 6.8 – Test 4: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra)

6.3.5 Coalinga (PGA = 0.80g)

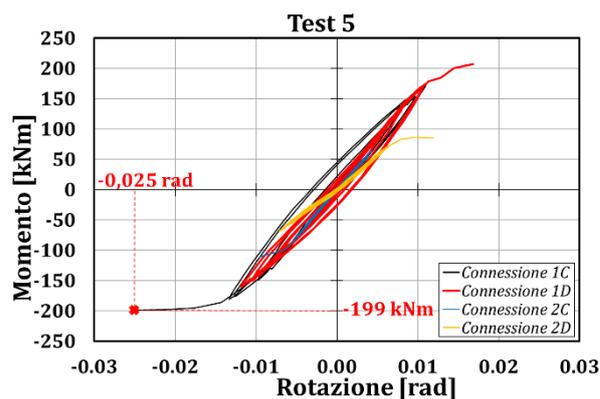
Durante il Test 5 si è pervenuti al collasso della struttura. In particolare, tale ultima prova è stata interrotta a causa della rottura fragile di due connessioni RBS collocate al primo livello del provino, sui due telai sismo-resistenti ed in corrispondenza della parte collegata agli attuatori (Figura 6.9). Inizialmente è occorsa la rottura fragile della saldatura della connessione RBS-1A e, successivamente, anche la crisi della connessione RBS-1C dovuta alla redistribuzione delle

sollecitazioni che ha condotto ad un sovraccarico del secondo telaio sismo-resistente. Il collasso locale della connessione RBS-1A si è manifestato per fatica ciclica della saldatura e per l’inaspettato ed eccessivo valore di momento sollecitante in corrispondenza della flangia della colonna. Infatti, è bene sottolineare che il momento in corrispondenza della crisi della connessione RBS-1A è stato uguale a 205 kNm. Tale valore, come precedentemente sottolineato, è maggiore della resistenza nominale della connessione RBS di circa il 60% (Figura 6.9).

Sebbene la frattura della saldatura che connette la flangia della trave alla flangia della colonna rappresenti una modalità inaspettata per le connessioni RBS, bisogna considerare che il protocollo di carico generalmente utilizzato nelle analisi sperimentali relative al comportamento ciclico delle connessioni RBS, di solito eseguito su sotto-assemblaggi, è completamente diverso dalle condizioni di carico che si verificano nelle connessioni trave-colonna di un edificio in scala reale a seguito dell’applicazione di un set di cinque accelerogrammi. Sembra che la rottura fragile delle saldature sia una conseguenza della fatica ciclica derivante dall’elevato numero di cicli di ridotta ampiezza imposti dagli accelerogrammi; tali cicli non sono stati in grado di indurre fenomeni di instabilità locale a causa della riduzione del rapporto tra larghezza e spessore delle flange della trave in corrispondenza della sezione ridotta.



a) Test 7 – Connessioni MRF-1



b) Test 7 – Connessioni MRF-2



c) Crisi della saldatura della connessione RBS 1A

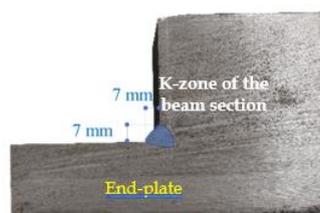
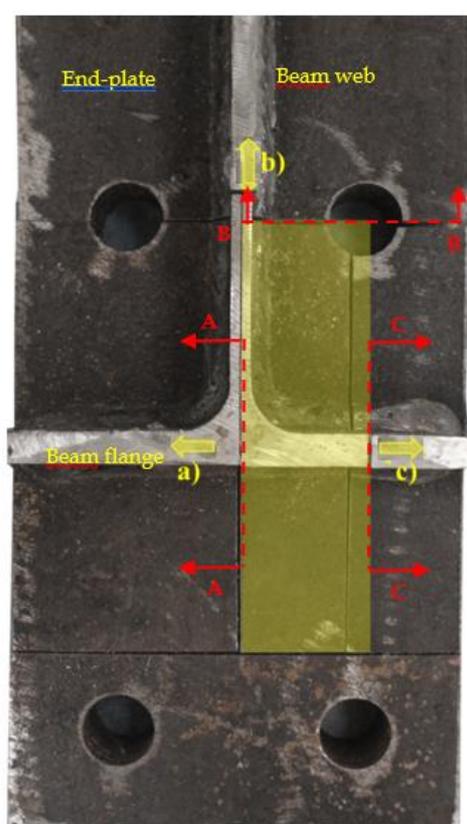
d) Rottura fragile al centro della connessione RBS 1C

Figura 6.9 – Curve isteretiche delle connessioni collassate (a, b) e foto con i corrispondenti danni (c, d)

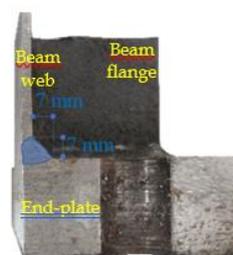
Con lo scopo di controllare la corretta esecuzione del dettaglio delle saldature, alla fine della prova è stata ispezionata una connessione RBS disponibile in laboratorio e con le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche di quelle montate sul provino. Tale indagine ha rivelato

che le saldature a completa penetrazione sono state correttamente realizzate senza difetti (Figura 6.10).

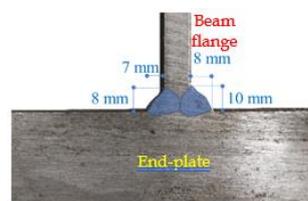
È bene notare che la tipologia di saldatura adottata si attiene alle disposizioni dell’Eurocodice 3 [6], dell’Eurocodice 8 e delle linee guida AISC Steel Design Guide [7]. Infatti, la saldatura tra la trave e l’end-plate, come raccomandato dalle AISC Steel Design Guide, non prevede fori di accesso all’anima della trave per evitare la prematura frattura della flangia della trave causata da tensioni localizzate [8]. Pertanto, come riportato in Figura 6.10, la flangia della trave è stata saldata con un giunto a completa penetrazione inclinato a 45° , eccetto che per l’anima della flangia sopra l’anima della trave, che è stata saldata con una saldatura a parziale penetrazione. Dal momento che i dettagli si attengono ai suggerimenti della norma, il risultato ottenuto conferma che la rottura fragile debba essere attribuita, da un lato, alla sottostima dei fattori di sovra-resistenza usati in fase di progetto e, dall’altro lato, alle regole per il progetto dei dettagli delle saldature, che probabilmente non considerano accuratamente i fenomeni di fatica ciclica che possono occorrere sotto l’effetto di ripetuti e severi eventi sismici. Tale risultato evidenzia il bisogno di ulteriori studi rivolti alla valutazione della risposta sismica dei tipici dettagli di saldatura sotto azioni sismiche.



Sezione a): Flangia: parziale penetrazione



Sezione b) Anima: completa penetrazione



Sezione c) Flangia: completa penetrazione

Figura 6.10 – Dettaglio delle saldature

Nonostante tali considerazioni, è stato osservato che le testate connessioni RBS sono state sottoposte ad una serie di cinque severi eventi sismici, condizione normalmente non richiesta nella comune pratica progettuale. Pertanto, sebbene la modalità di collasso occorsa non sia soddisfacente, il comportamento dei telai sismo-resistenti può essere considerato ragionevolmente affidabile, confermando la semplicità e l’elevata capacità di dissipazione di energia da parte delle connessioni RBS.

Gli spostamenti di piano e le forze registrate dagli attuatori sono riportate in Figura 6.11. Ulteriori dettagli possono essere rintracciati in Tabella 6.2.

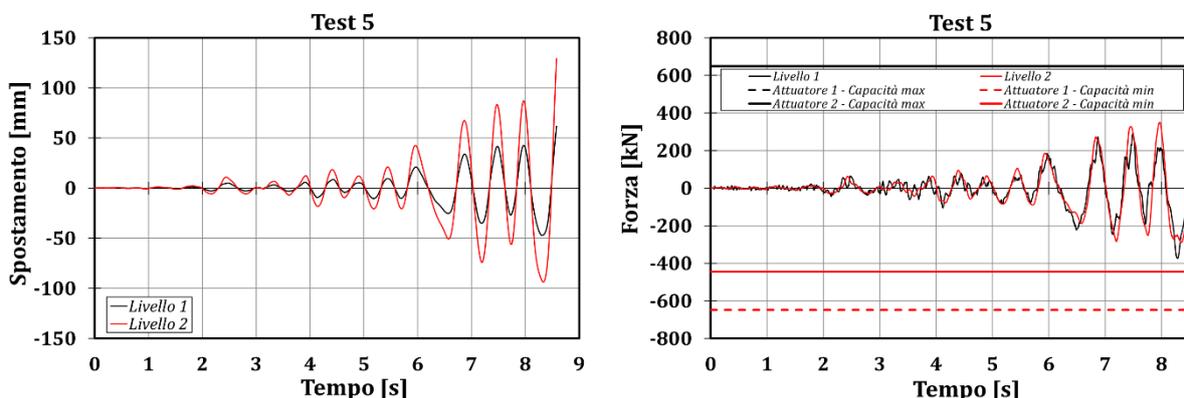


Figura 6.11 – Test 5: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

6.4 PROVE PSEUDO-DINAMICHE SULLA STRUTTURA CON CONNESSIONI FREEDAM

Nel presente paragrafo vengono riportati e discussi i risultati sperimentali riguardanti la struttura con connessioni FREEDAM. È bene sottolineare che gli accelerogrammi applicati sono gli stessi adottati nella precedente campagna sperimentale. Tale scelta permetterà di confrontare il comportamento della struttura quando equipaggiata con le due analizzate tipologie di connessioni. I principali risultati della campagna sperimentale sono riportati in Tabella 6.3.

Tabella 6.3: Principali risultati sperimentali (struttura con connessioni FREEDAM)

		Test 1	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5	
Massimo tagliante alla base (kN)	Trazione	-537	-447	-272	-388	-439	
	Compressione	477	470	347	483	495	
Picco di spostamento al primo livello (mm)	Trazione	-73	-53	-41	-56	-72	
	Compressione	65	79	38	52	61	
Picco di spostamento in copertura (mm)	Trazione	-104	-84	-75	-89	-112	
	Compressione	103	112	52	70	85	
Massimo drift di piano (%)	Traz.	Livello 1	-3.0	-2.2	-1.7	-2.3	-3.0
		Livello 2	-1.3	-1.3	-1.4	-1.4	-1.7
	Compr.	Livello 1	2.7	3.3	1.6	2.2	2.5
		Livello 2	1.6	1.4	0.6	0.7	1.0

6.4.1 Imperial Valley (PGA = 1.10g)

La prima prova è consistita nell’applicazione dell’accelerogramma di Imperial Valley, in maniera analoga a quanto fatto nella prima campagna sperimentale. Purtroppo, a causa di problemi tecnici occorsi all’apparecchiatura di acquisizione dei dati, non sono disponibili le informazioni relative alla risposta locale delle connessioni. Pertanto è possibile solamente analizzare i dati relativi agli spostamenti di piano ed alle forze registrate dagli attuatori, come mostrato in Figura 6.12.

Gli spostamenti ai due impalcati hanno raggiunto dei massimi valori rispettivamente pari a 73 e 104 mm, ed il massimo tagliante alla base è stato uguale a 537 kN (Tabella 6.3). È possibile osservare che i picchi in termini di spostamenti di piano e forze registrate dagli attuatori occorrono agli stessi istanti a causa della regolarità dello schema strutturale ed al fatto che il primo modo di vibrare risulta essere quello prevalente. Un altro aspetto rilevante è legato al fatto che i dispositivi ad attrito non hanno assicurato il ricentraggio della struttura dal momento che spostamenti residui di impalcato sono evidenti alla fine della prova (circa 16 mm e 29 mm al primo ed al secondo livello, rispettivamente).

Durante tale prova alcune connessioni ad attrito si sono attivate. Con riferimento alla Tabella 6.3, è possibile notare che il massimo drift di piano è stato pari al 3% ed all'1.6% rispettivamente al primo ed al secondo livello, ben al di sopra del valore nominale elastico limite per una struttura, fissato pari all'1%, come assunto in fase progettuale.

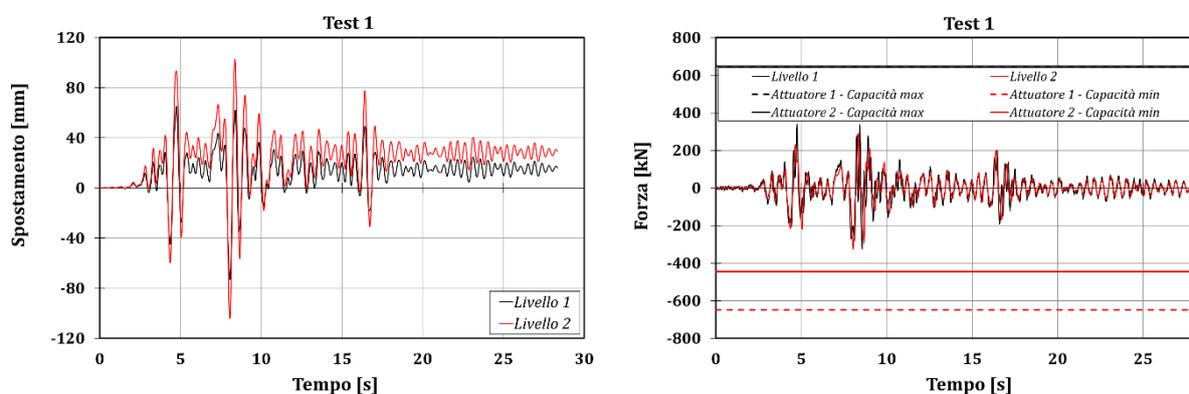


Figura 6.12 – Test 1: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

6.4.2 Spítak ($PGA = 0.80g$)

Con riferimento alla seconda prova pseudo-dinamica il campione è stato soggetto all'applicazione dell'accelerogramma di Spítak. In tal caso sono disponibili anche i risultati sperimentali relativi al comportamento delle connessioni. Con riferimento a tale input sismico è bene sottolineare una rilevante peculiarità: la sua storia di accelerazioni è caratterizzata da un solo picco di ampiezza significativa, come già sottolineato discutendo i risultati sperimentali riguardanti la precedente campagna sperimentale. Tale aspetto si riflette sui risultati: il campione è stato soggetto ad una sola e rilevante escursione in campo plastico, come è chiaro in Figura 6.13 in cui sono riportati i risultati in termini di spostamenti di piano e forze di reazione degli attuatori.

Sebbene rispetto al Test 1 si sia osservata una riduzione del 15% in termini di tagliante alla base, è tuttavia possibile osservare che lo spostamento massimo in copertura è aumentato (112 mm invece di 104 mm) ed il massimo drift di piano al primo livello è stato pari al 3.3%, mentre al secondo è di molto inferiore. In Figura 6.14 si riporta la risposta locale in termini di curve momento-rotazione. Tale figura evidenzia inoltre la caratteristica forma rettangolare dei cicli isteretici delle connessioni FREEDAM. Tuttavia va sottolineata l'asimmetria in termini di momento massimo positivo e negativo sperimentata dalle connessioni (80 kNm e 120 kNm, rispettivamente), che risulta essere coerente con le evidenze sperimentali riferite a test condotti su sotto-assemblaggi dell'analizzata tipologia di connessione [9]. Dal momento che l'accelerogramma di Spítak è caratterizzato da un solo rilevante picco, ci si aspettava, come poi

è stato confermato dalle prove pseudo-dinamiche, che le connessioni ad attrito avrebbero esibito uno scorrimento in corrispondenza dell'istante in cui si attinge la PGA. La massima rotazione è stata raggiunta dalla connessione 1A con un valore pari a circa 17 mrad. Gli altri nodi, invece, hanno raggiunto rotazioni molto basse, ad esempio al secondo livello i valori sono stati compresi tra 0.002 e 0.007 rad.

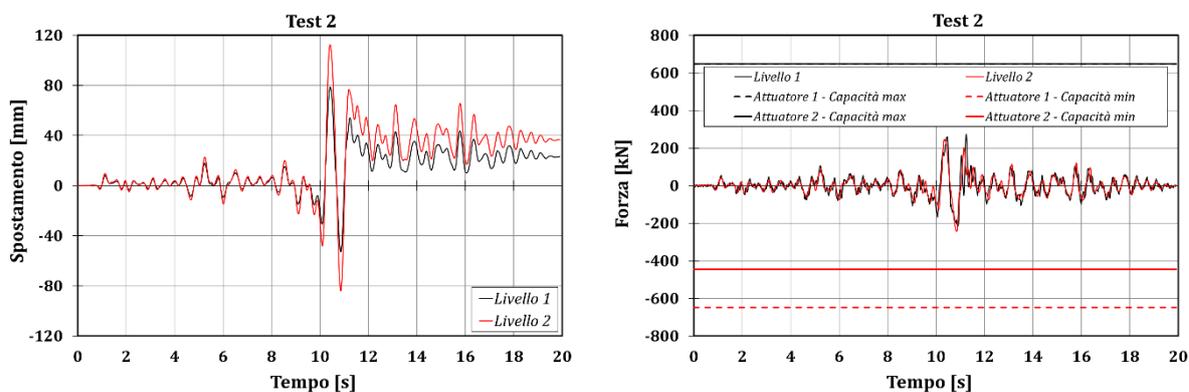


Figura 6.13 – Test 2: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

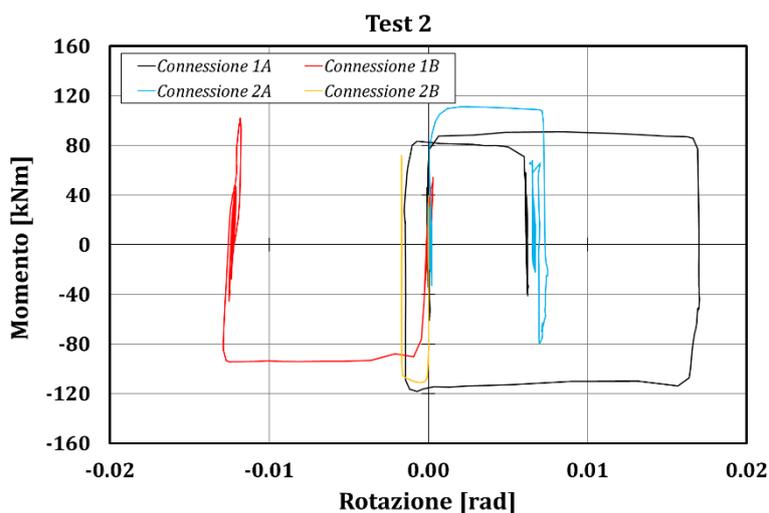


Figura 6.14 – Test 2: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)

6.4.3 Artificial record (PGA = 0.50g)

Con l'accelerogramma creato artificialmente i telai sismo-resistenti hanno avuto un comportamento rimasto sostanzialmente in campo elastico ed infatti al termine della prova non si sono registrati neanche spostamenti residui (Figura 6.15). Ciò ha ovviamente delle ripercussioni sul comportamento delle connessioni che non si sono praticamente attivate, ad eccezione della connessione 1A che però ha esibito uno scorrimento dei piatti di attrito tale da indurre una rotazione di soli 4 mrad (Figura 6.16).

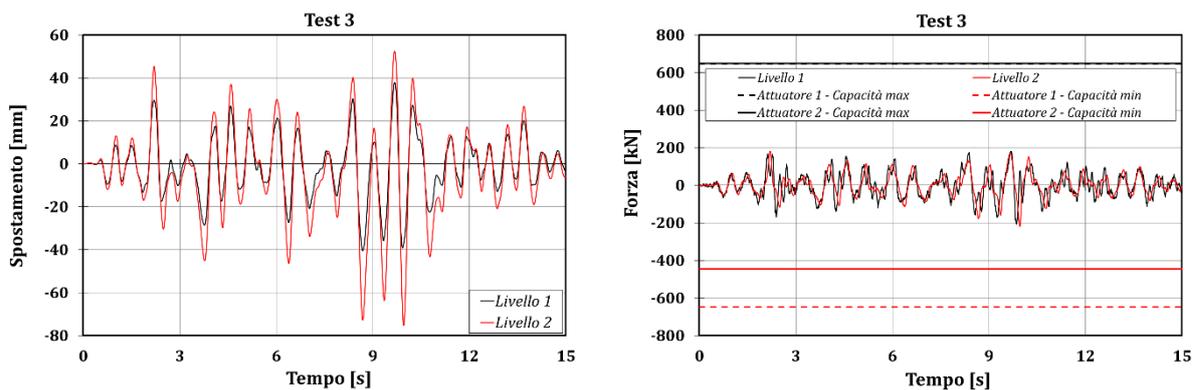


Figura 6.15 – Test 3: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

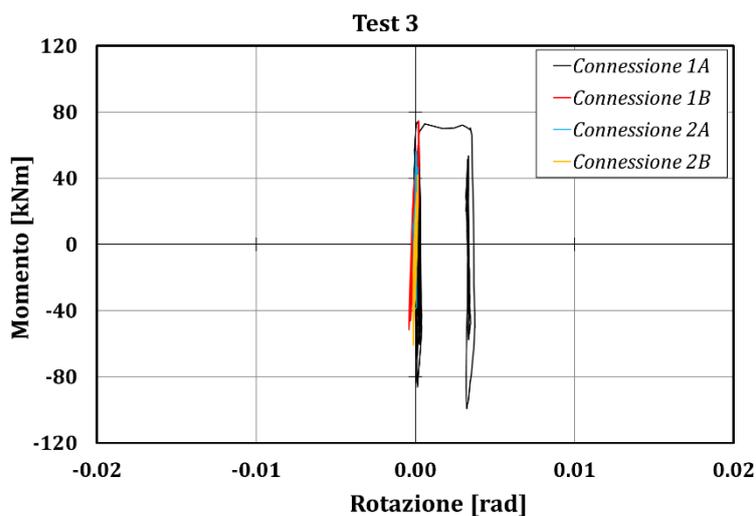


Figura 6.16 – Test 3: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)

6.4.4 Santa Barbara (PGA = 0.80g)

Il quarto test è consistito nell’applicazione dell’accelerogramma registrato dalla stazione di Santa Barbara (USA) nel 1978. Sebbene la storia di accelerazioni dell’input sismico selezionato sia caratterizzata da molti picchi, tuttavia il basso valore di accelerazione di picco al suolo (0.80g) ha indotto solamente una parziale attivazione dei dispositivi ad attrito. Il comportamento complessivo è molto simile a quello descritto con riferimento al Test 3: gli spostamenti di piano non eccedono i 60 mm al primo livello ed i 90 mm in copertura inducendo un massimo drift di piano uguale al 2.3% al primo livello (Figura 6.17). In maniera analoga a quanto accaduto per il Test 3, al termine della prova non sono stati registrati spostamenti residui e la connessione 1A è stata l’unica ad attivarsi attingendo un valore di rotazione massima pari a 4.6 mrad (Figura 6.18).

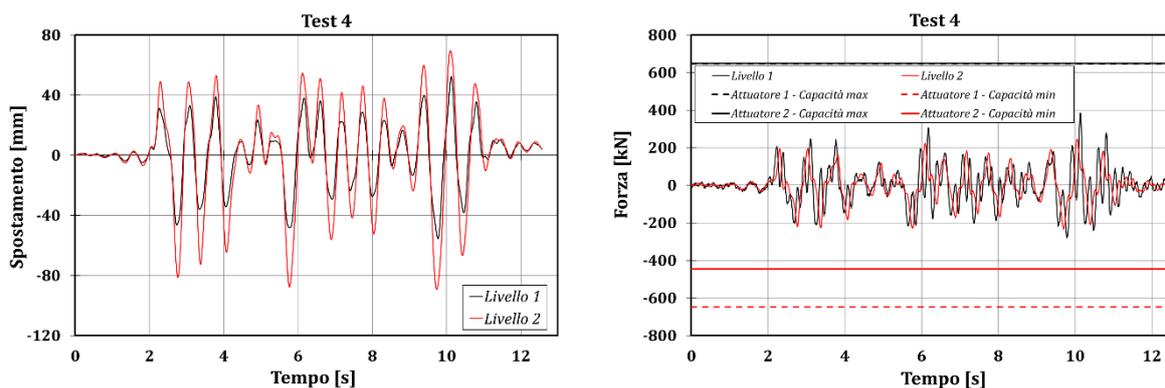


Figura 6.17 – Test 4: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

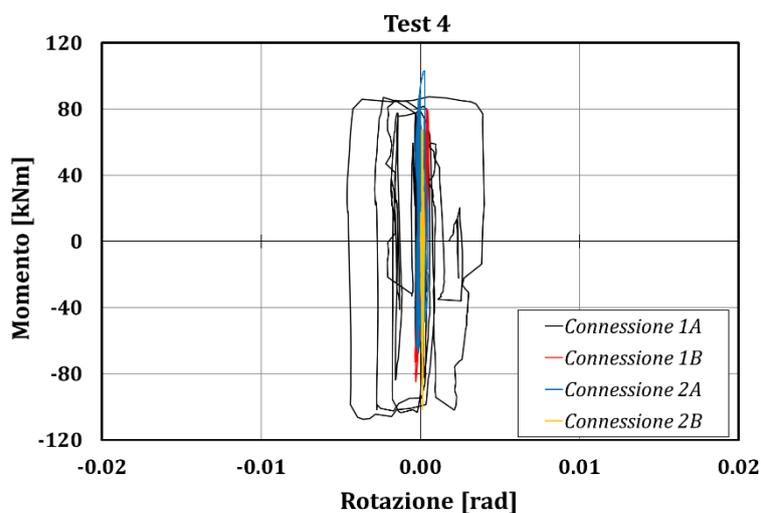


Figura 6.18 – Test 4: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)

6.4.5 Coalinga (PGA = 0.80g)

L'ultima prova non è stata completata a causa di un problema tecnico con gli attuatori connesso al sistema con cui si impongono gli spostamenti di impalcato e che ha poi provocato un significativo danno agli elementi che connettono l'attuatore del primo livello con l'impalcato. Tale inconveniente è occorso in corrispondenza degli 8.58 secondi dell'accelerogramma, lo stesso istante in cui è avvenuta la rottura fragile della prima connessione RBS nel corso della prima campagna sperimentale. Per validare i principali risultati discussi di seguito le storie in termini di spostamenti di piano e di curve isteretiche sono riportate in Figura 6.19. Il massimo spostamento di piano in copertura è uguale a 112 mm (lo stesso valore registrato con riferimento al Test 2). Le curve isteretiche sono caratterizzate da una asimmetria in termini di momenti sollecitanti positivi e negativi. Inoltre è possibile osservare che i massimi valori dei momenti tendono a decrescere all'aumentare del numero di cicli. Tale aspetto è ascrivibile alla riduzione della forza di serraggio dei bulloni ad alta resistenza a causa del danneggiamento ed assottigliamento dei piatti ad attrito (Figura 6.20).

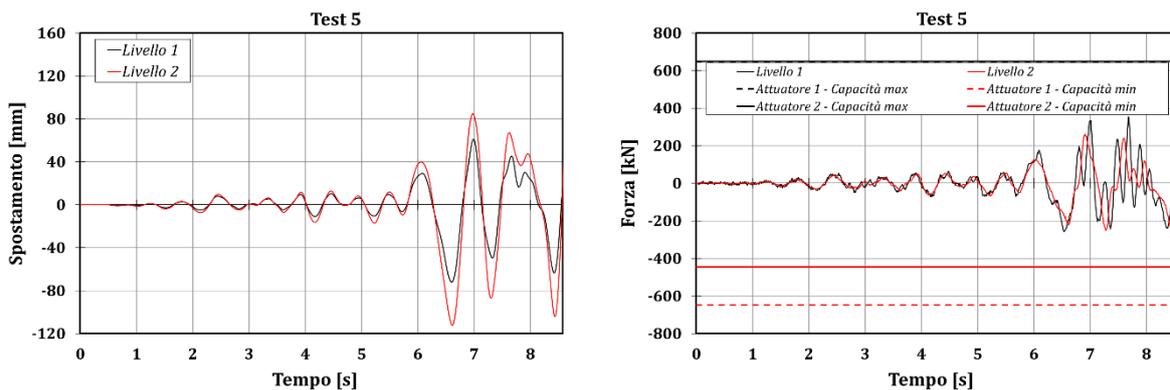


Figura 6.19 – Test 5: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

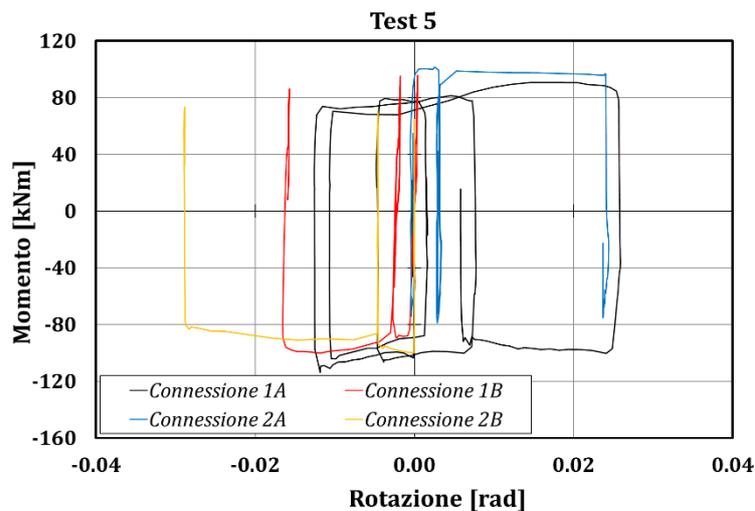


Figura 6.20 – Test 5: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)

Al termine della seconda campagna sperimentale non sono stati osservati danni strutturali dal momento che gli unici elementi in grado di contribuire alla dissipazione dell’energia sismica sono stati i dispositivi ad attrito appartenenti alle connessioni FREEDAM.

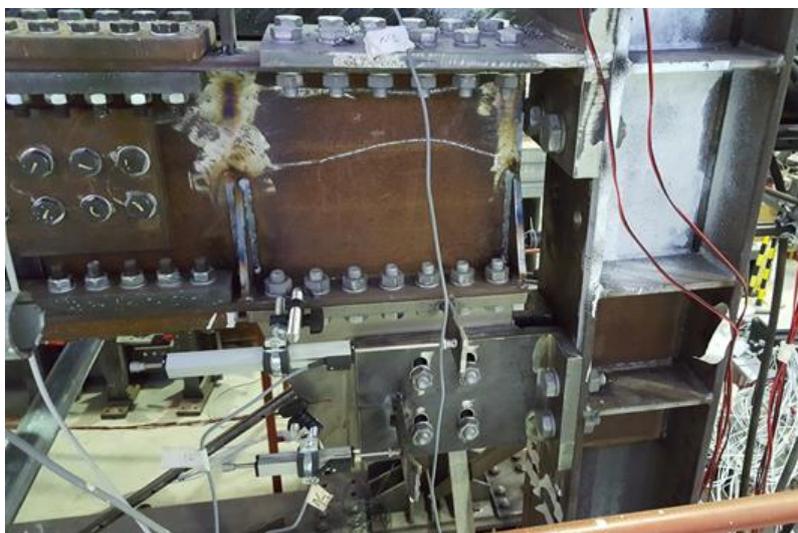


Figura 6.21 – Connessione FREEDAM 1A al termine della seconda campagna sperimentale

6.5 SIMULAZIONI NUMERICHE DELLA RISPOSTA SISMICA

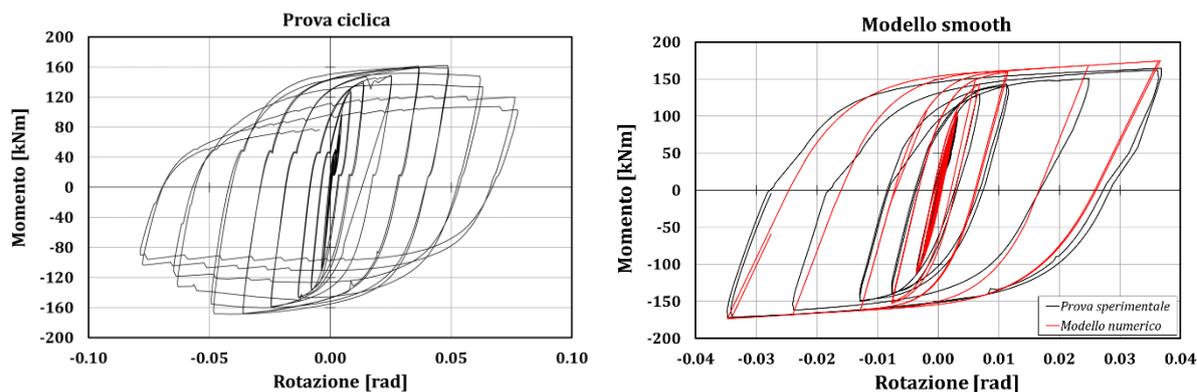
6.5.1 *Struttura con connessioni RBS*

Nella fase di progettazione del campione si è proceduto a sviluppare un modello numerico non lineare 3D della struttura tramite il software SeismoStruct [10] (Figura 6.22) con lo scopo sia di validare i risultati sperimentali che di eseguire analisi di previsione della risposta sismica dell'edificio. La non linearità nella risposta sismica della struttura è stata modellata utilizzando un approccio misto a plasticità sia diffusa che concentrata. In particolare, le membrature sono state modellate con elementi inelastici che permettono di tener conto anche delle non linearità geometriche e dei materiali.



Figura 6.22 – Modello 3D del campione con connessioni RBS

Gli elementi scelti sono caratterizzati da cinque sezioni di integrazione suddivise in almeno 150 fibre ciascuna. Tale suddivisione è di solito sufficiente per assicurare un'adeguata accuratezza nel calcolo delle curvature a partire dai legami costitutivi tensione-deformazione dei materiali. Link rigidi sono stati introdotti per modellare i diaframmi rigidi ai due impalcati, mentre masse concentrate sono state assegnate ai nodi posti al centro delle campate. Il dettaglio strutturale delle connessioni trave colonna del campione è analogo ad una connessione RBS già testata in un precedente lavoro degli stessi autori. I risultati di questa prova sperimentale su sotto-assemblaggio [11] sono stati sfruttati in questo lavoro per calibrare un elemento link non lineare di tipo smooth [12]. La curva momento-rotazione della connessione RBS testata in [11] è riportata in Figura 6.23. L'elemento di tipo smooth è uno tra i più completi e complessi modelli isteretici disponibili ed implementati nel software utilizzato. Tuttavia, il suo maggiore svantaggio consiste nell'elevato numero di parametri necessari per caratterizzarlo, rendendo il processo di calibrazione complesso. La calibrazione di questi parametri è stata eseguita tramite il software Multical [13], un software per la calibrazione dei modelli isteretici basato sull'utilizzo di algoritmi genetici, che permette di minimizzare gli scarti tra la curva sperimentale e quella numerica sia in termini di dissipazione di energia che di inviluppo.



a) Risposta ciclica

b) Calibrazione del modello numerico

Figura 6.23 – Curve isteretiche sperimentale e numerica di una connessione RBS

Esso permette di individuare la migliore combinazione dei parametri opportunamente selezionando i criteri di ottimizzazione. Dal momento che i test sul campione hanno indotto delle rotazioni nodali di ampiezza inferiore a 35 mrad, la procedura di calibrazione è stata applicata considerando una massima ampiezza proprio di 35 mrad. Tale aspetto è molto importante perché la calibrazione dei coefficienti al di fuori dell’atteso range di variazione delle rotazioni potrebbe condurre alla individuazione di un set di parametri influenzati da fenomeni che non si manifestano in corrispondenza delle rotazioni di progetto. Questo è il caso, per esempio, dei fenomeni di buckling osservati nel test su sotto-assemblaggio, che si sono manifestati per rotazioni di circa 50 mrad. La connessione è stata modellata in accordo allo schema descritto in Figura 6.24. Come si osserva il pannello nodale è stato modellato con offset rigidi, mentre la non linearità degli RBS è stata inclusa nell’elemento link precedentemente calibrato.

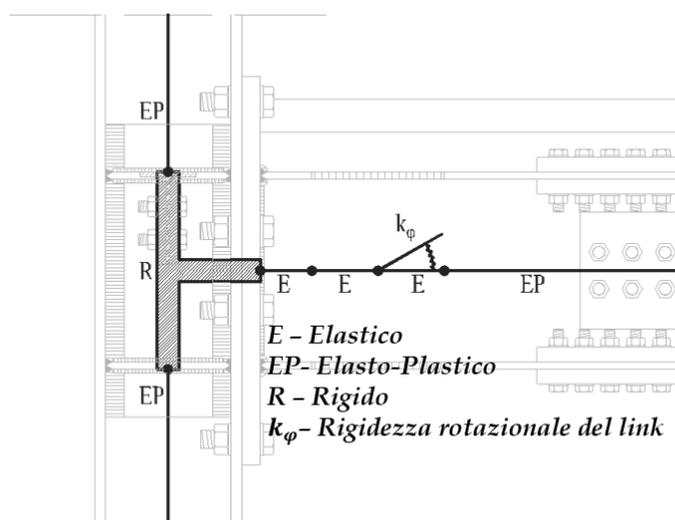


Figura 6.24 – Schematizzazione del modello numerico della connessione RBS

Gli input sismici sono stati applicati tramite accelerazioni alla base della struttura. Lo step temporale degli accelerogrammi è 0.01 s e si è fatto ricorso all’algoritmo di Hilbert-Hughes-Taylor includendo un coefficiente di smorzamento pari all’1% con un approccio alla Rayleigh.

Di seguito si riportano i principali confronti tra le evidenze sperimentali ed i risultati numerici. In generale, con riferimento alle cinque prove eseguite, il modello numerico sviluppato sembra essere capace di cogliere con buona accuratezza la risposta sismica globale del campione (Tabella 6.4). Infatti gli scarti tra le forze degli attuatori o gli spostamenti registrati e previsti non eccede il 25% eccetto che per l’accelerogramma di Spitak. La minore accuratezza in questo caso specifico è dovuta probabilmente alla procedura di calibrazione adottata per la caratterizzazione delle connessioni RBS. Come spiegato in [13], quando gli accelerogrammi sono caratterizzati da pochi picchi, la calibrazione dei parametri del modello basata solo sui risultati di un test ciclico su sotto-assemblaggio può condurre a delle approssimazioni. Infatti, è stato già provato in [13] che la calibrazione basata solo su un test ciclico di solito non è sufficiente per prevedere con accuratezza la risposta locale delle connessioni specialmente se sottoposte a pochi cicli di rilevante ampiezza.

Tabella 6.4: Confronto in termini di tagliante alla base, spostamenti e drift di piano

Test	Massimo tagliante alla base (kN)		Massimo spostamento al primo livello (mm)		Massimo spostamento in copertura (mm)		Massimo drift di piano (%)				Energia (kNm)
	Traz.	Com.	Traz.	Com.	Traz.	Com.	Traz. (L-1)	Traz. (L-2)	Com. (L-1)	Com. (L-2)	
1 - PsD	-751	667	-79	44	-150	88	-3.27	-2.98	1.84	1.86	55.70
1 - Sim.	-656	601	-66	43	-130	84	-2.74	-3.02	1.77	1.97	50.80
1- Err. (%)	15	11	20	4	15	5	20	-1	4	-5	10
2 - PsD	-652	670	-17	85	-34	171	-0.70	-0.72	3.54	3.61	33.16
2 - Sim.	-645	648	-27	74	-52	133	-1.12	-1.24	3.08	2.55	30.21
2- Err. (%)	1	3	-37	15	-36	28	-37	-42	15	42	10
3 - PsD	-444	555	-29	40	-66	83	-1.22	-1.54	1.67	1.79	28.59
3 - Sim.	-477	563	-31	42	-60	88	-1.27	-1.52	1.74	1.97	15.78
3- Err. (%)	-7	-1	-4	-4	10	-6	-4	2	-4	-9	81
4 - PsD	-586	592	-48	41	-99	85	-2.00	-2.16	1.71	1.84	55.63
4 - Sim.	-588	575	-47	44	-98	92	-1.95	-2.12	1.83	2.07	54.42
4- Err. (%)	0	3	2	-6	2	-8	2	2	-6	-11	2
5 - PsD	-630	612	-47	62	-94	129	-1.97	-1.96	2.57	2.81	37.16
5 - Sim.	-665	555	-47	54	-81	117	-1.95	-1.62	2.26	2.63	31.12
5- Err. (%)	-5	10	1	14	15	10	1	21	14	7	19

Per questi casi la calibrazione dovrebbe essere condotta ricorrendo almeno ai risultati di una prova ciclica ed una monotona. Tuttavia per tutti gli altri casi le previsioni degli spostamenti massimi di piano, delle forze di reazione degli attuatori ed i drift di piano sembrano accurate. La tabella mostra che il modello numerico fornisce in molti casi una soddisfacente previsione della risposta globale. Questa accurata previsione dei parametri di risposta globale non ha un corrispettivo livello di accuratezza nel confronto in termini di parametri di risposta locale. Infatti mentre i cicli isteretici del modello numerico hanno generalmente un andamento simile ai

corrispondenti sperimentali, le previsioni in termini di massime/minime rotazioni attese dalle connessioni RBS ed i corrispondenti momenti massimi vengono colti con molta approssimazione (Figura 6.25).

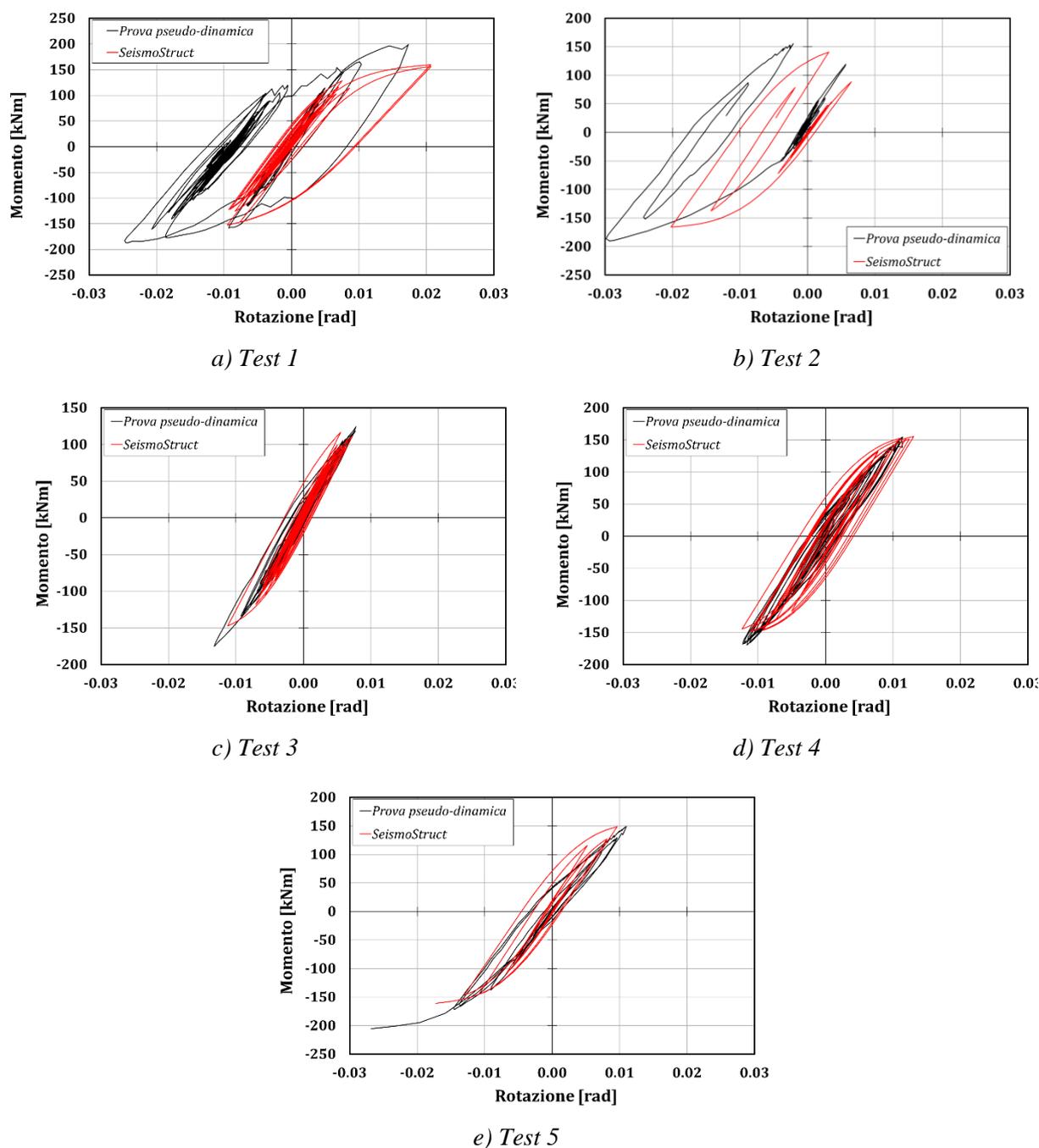


Figura 6.25 – Confronto delle curve isteretiche della connessione RBS-1A

Questo confronto per le cinque prove è riportato in Figura 6.25 con riferimento alla risposta della connessione 1A del telaio sismo-resistente MRF-1. I risultati mostrano che le massime rotazioni sono previste con poca accuratezza mentre i massimi momenti con più precisione. Ciò significa che sebbene il link adottato per modellare la curva momento-rotazione delle connessioni RBS sia stato calibrato dai risultati di una sola prova sperimentale il problema principale dei modelli fenomenologici è insito nella tipologia stessa del modello.

Infatti mentre in teoria tali modelli sono basati su un numero di parametri tale da accuratamente riprodurre la risposta sperimentale di una tipologia di connessione, tuttavia tali parametri non sono direttamente connessi ad un significato meccanico relativo alla risposta sismica del collegamento modellato. Ciò può condurre a discrepanze tra il comportamento reale e quello simulato, che può essere in molti casi significativo. I confronti riportati in Tabella 6.5 mostrano che in termini di rotazioni massime gli errori variano tra un minimo dell'1% ad un massimo del 62%, mentre in termini di momenti massimi variano tra lo 0% ed il 22%. L'ampiezza nel range di variazione degli scarti della previsione delle rotazioni massime è chiaramente dovuta al fatto che i parametri per modellare il comportamento ciclico dei nodi sono calibrati sui risultati sperimentali derivanti da una prova su sotto-assemblaggio soggetto al convenzionale protocollo di carico che può essere molto diverso dalle situazioni che occorrono durante i reali terremoti ed anche durante la sequenza di accelerogrammi utilizzata in questo lavoro. Gli ottenuti risultati sperimentali confermano il ruolo di primaria importanza coperto dalla storia di carico, come già spiegato in [13]. Comunque, è importante anche sottolineare che gli scarti sono ridotti in termini di parametri di risposta globale della struttura. Questo accade perché le discrepanze locali diventano meno importanti al crescere delle zone dissipative. Ci si aspetta un miglioramento della previsione della risposta complessiva di strutture con un maggior numero di livelli e campate a causa del più elevato numero di zone dissipative.

Tabella 6.5: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali relativi alla connessione 1A

Test	Rotazione (rad)		Momento (kNm)		Energia (kNm)
	Massimo	Minimo	Massimo	Minimo	
1 – Prova pseudo-dinamica	17	-25	199	-187	10
1 – Simulazione	21	-10	160	-152	7
1 – Errore (%)	19	62	-20	18	-27
2 – Prova pseudo-dinamica	6	-30	156	-190	4
2 – Simulazione	6	-20	141	-166	3
2 – Errore (%)	15	32	-10	13	-28
3 – Prova pseudo-dinamica	8	-13	124	-175	3
3 – Simulazione	7	-11	117	-147	2
3 – Errore (%)	-7	15	-6	16	-18
4 – Prova pseudo-dinamica	11	-12	155	-169	7
4 – Simulazione	13	-12	155	-149	9
4 – Errore (%)	14	-1	0	12	40
5 – Prova pseudo-dinamica	11	-27	149	-205	6
5 – Simulazione	10	-17	148	-161	4
5 – Errore (%)	-13	36	0	22	-28

Anche in termini di energia dissipata gli scarti sono significativi, come mostrato in Tabella 6.5.

6.5.2 Struttura con connessioni FREEDAM

Con riferimento al campione con connessioni FREEDAM si è proceduto alla modellazione della struttura tramite un modello non lineare 2D sviluppato con il software OpenSees [14] (Figura 6.26) in modo da pervenire ad un duplice obiettivo: 1) il modello agli elementi finite è stato inizialmente sviluppato per eseguire analisi di previsione della risposta sismica dell’edificio; 2) i risultati numerici erano necessari per controllare l’attrezzatura di prova controllando che le forze di reazione degli attuatori attese fossero inferiori rispetto alla loro capacità.

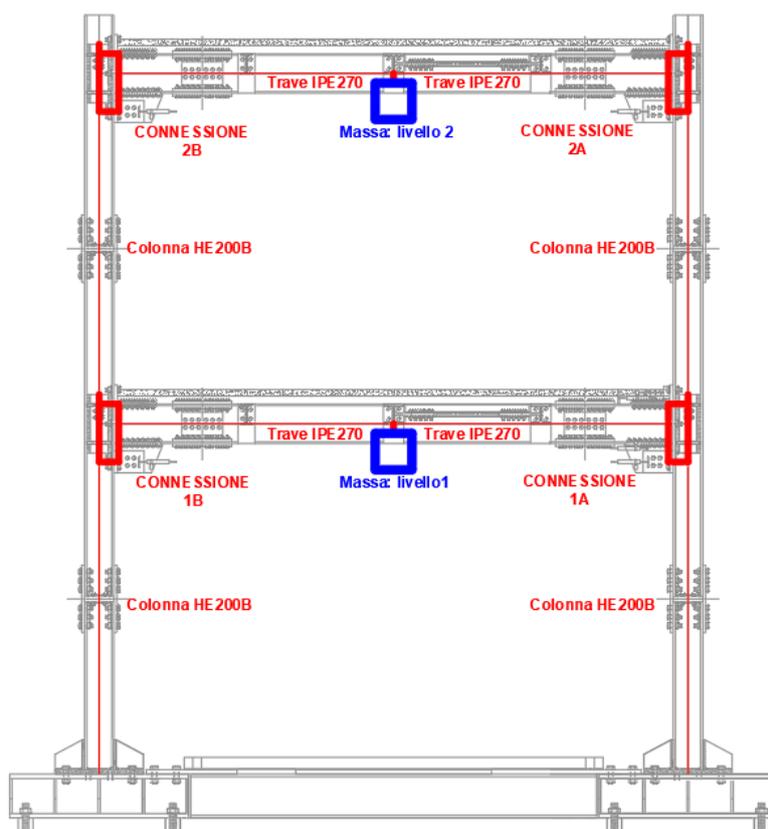


Figura 6.26 – Schema del modello numerico della struttura con connessioni FREEDAM

La strategia adottata per il modello numerico è stata basata sull’utilizzo di un approccio misto sia a plasticità diffusa che concentrata. In particolare le travi e le colonne sono state modellate tramite elementi inelastici (*forceBeamColumn element* in OpenSees) per considerare anche le non linearità geometriche e materiali tramite un approccio a plasticità diffusa. Ogni elemento è stato caratterizzato da cinque sezioni di integrazione ciascuna suddivisa in almeno 120 fibre. Ciò assicura una buona accuratezza nella valutazione delle curvature e delle azioni interne a partire dalla conoscenza delle proprietà dei materiali. Le masse concentrate sono state posizionate 65 mm al di sotto del centro delle campate per modellare i punti di applicazione delle forze di inerzia.

Le connessioni sono state modellate in maniera molto particolareggiata. Il modello comprende una cerniera in corrispondenza del T-stub che connette la flangia superiore della trave e la flangia della colonna in modo che sia coerente con la reale posizione in cui è fisicamente collocato il centro di rotazione. Invece al centro dei piatti ad attrito (Figura 6.27) è stato inserito un *zeroLength element* caratterizzato da una molla traslazionale.

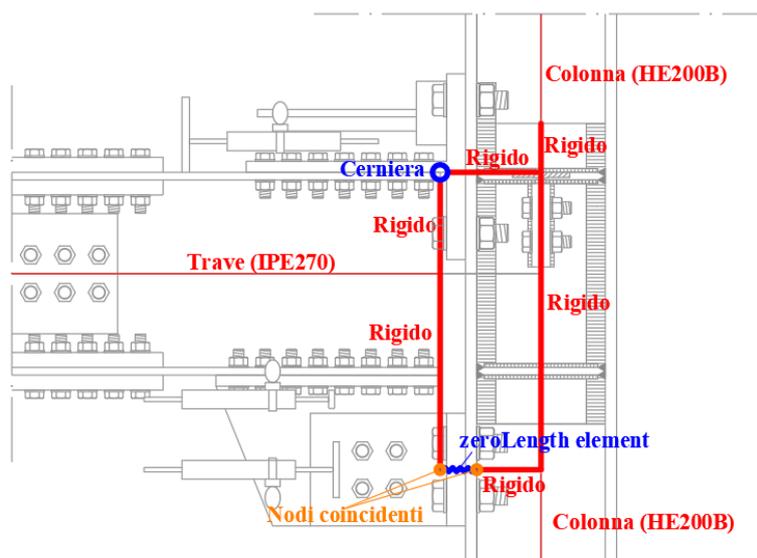


Figura 6.27 – Schematizzazione del modello della connessione

In particolare, la legge forza-spostamento della molla traslazionale è stata introdotta nel modello utilizzando l’elemento *uniaxialmaterial Hysteretic* i cui parametri di input sono riportati in Figura 6.28; questi parametri includono le coordinate di sei punti per modellare il comportamento non lineare della connessione. Inoltre, è possibile modellare anche la rigidezza in fase di scarico con una duttilità dipendente da un parametro di degrado per il tramite di un fattore dato da $\mu^{-\beta}$.

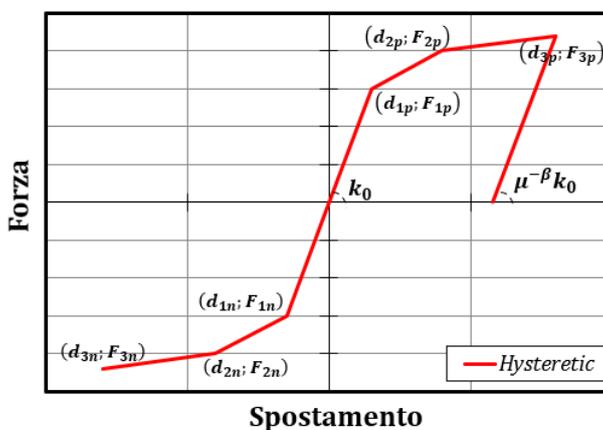


Figura 6.28 – Uniaxial Hysteretic material: parametri

Tabella 6.6: Uniaxial Hysteretic material: parametri

Punto	d (mm)	F (kN)
3n	-170.00	-236.00
2n	-10.00	-235.00
1n	-0.02	-234.00
	0.00	0.00
1p	0.02	234.00
2p	10.00	235.00
3p	170.00	236.00

Con riferimento al caso analizzato, è stata adottata una legge forza-spostamento simmetrica trilineare assumendo che la forza di snervamento sia uguale alla forza di scorrimento dei dispositivi ad attrito ($F_{cf, Sd} = 234 \text{ kN}$) e che l'incrudimento post-elastico sia trascurabile. Per maggior chiarezza le coordinate dei punti sono riportate in Tabella 6.6, mentre il fattore β è stato posto uguale a 0.

Come mostrato in Figura 6.27, le altre componenti sono state modellate con elementi rigidi.

L'input sismico è stato applicato assegnando delle accelerazioni alla base della struttura. Gli input sismici adottati sono caratterizzati da uno step temporale uguale a 0.01 s. Le equazioni del moto sono risolte ricorrendo all'algoritmo di Newmark fissando un valore di smorzamento pari all'1% sulla base di un approccio alla Rayleigh come fatto durante le prove pseudo-dinamiche.

L'approccio proposto per modellare le connessioni si è rivelato essere più affidabile di una semplice strategia consistente nel concentrare il comportamento flessionale delle connessioni in molle rotazioni, dal momento che tale soluzione non è in grado di cogliere l'attivazione dei dispositivi ad attrito. Invece l'approccio proposto permette di cogliere meglio il reale comportamento delle connessioni.

I risultati relativi alla risposta sismica complessiva della struttura sono riportati in Tabella 6.7. Gli scarti in termini di massimi spostamenti di piano sono inferiori al 25%. Inoltre, come mostrato in Figura 6.29, i picchi in termini di spostamento sono in fase, confermando l'accuratezza del modello.

Tabella 6.7: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali in termini di forze registrate dagli attuatori e spostamenti di piano

Test	Forze attuatori (kN)		Spostamenti di piano (mm)	
	(L-1)	(L-2)	(L-1)	(L-2)
1 – Prova pseudo-dinamica	339	326	73	104
1 - Simulazione	250	232	58	119
1 - Errore (%)	-26	-29	-21	14
2 - Prova pseudo-dinamica	282	257	79	112
2 - Simulazione	237	223	59	133
2 - Errore (%)	-16	-13	-25	18
3 - Prova pseudo-dinamica	220	222	41	75
3 - Simulazione	228	215	36	92
3 - Errore (%)	4	-3	-12	22
4 - Prova pseudo-dinamica	390	255	56	89
4 - Simulazione	240	214	43	103
4 - Errore (%)	-38	-16	-23	15
5 - Prova pseudo-dinamica	340	270	72	112
5 - Simulazione	266	242	58	126
5 - Errore (%)	-22	-10	-20	12

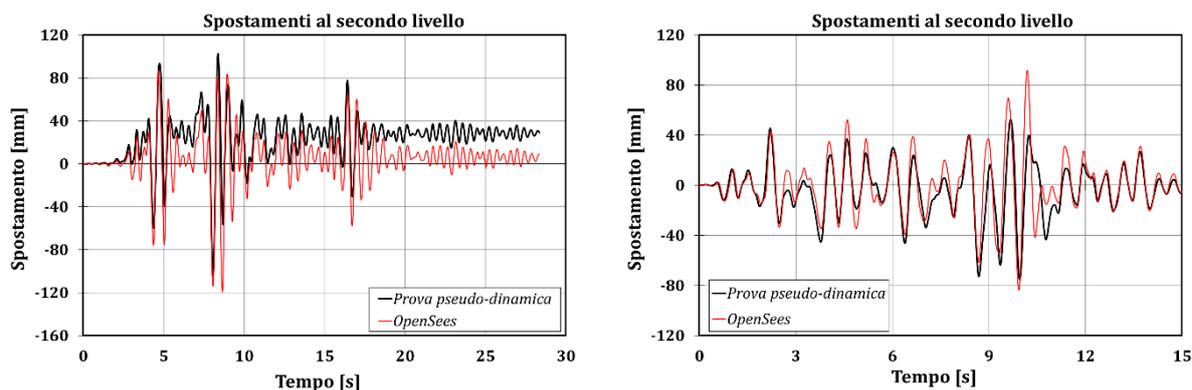


Figura 6.29 – Spostamenti in copertura: Test 1 (sinistra) e Test 3 (destra)

Inoltre una accurata previsione dei taglianti alla base è riportata in Figura 6.30.

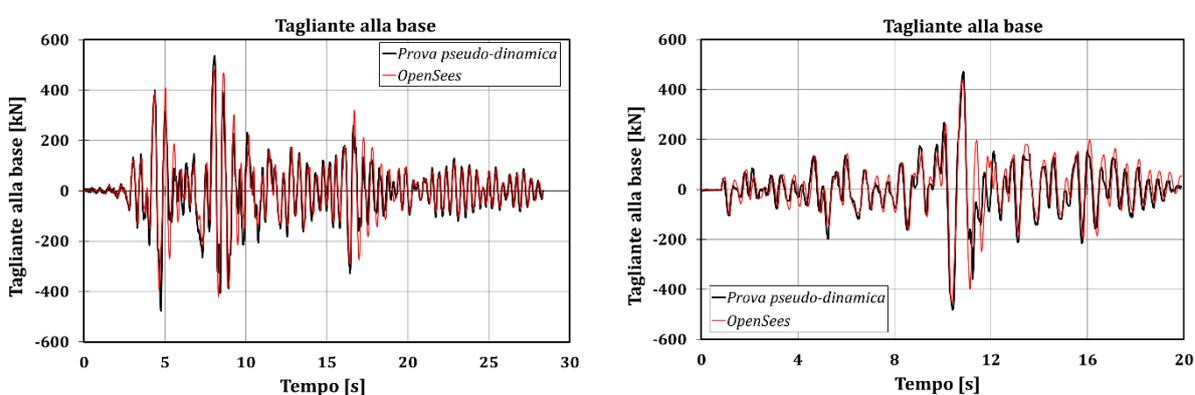


Figura 6.30 – Tagliante alla base Test 1 (sinistra) e Test 2 (destra)

In Tabella 6.8 il confronto tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche è riportato con riferimento ai momenti flettenti ed alle rotazioni con riferimento alla connessione 1A. Il massimo scarto in termini di momenti flettenti varia tra -14 e +28%. Il maggior vantaggio offerto da questa maniera di modellare la connessione è che il modello coglie la reale attivazione dei dispositivi ad attrito (Figura 6.31).

Comunque, indipendentemente dall'adottato approccio per modellare il nodo, gli scarti tra i risultati sperimentali e numerici non sono trascurabili a testimonianza delle difficoltà nella previsione della risposta sismica non lineare delle strutture dovuta a molte fonti di incertezza. In particolare, nel caso esaminato una notevole influenza è sicuramente attribuibile alla variabilità del coefficiente di attrito delle connessioni ed al controllo della forza di serraggio dei bulloni, aspetti che influenzano la resistenza e l'istante di scorrimento dei dissipatori ad attrito.

Infine è importante sottolineare che al termine della sequenza di accelerogrammi della seconda campagna di prove le connessioni trave-colonna praticamente non hanno subito alcun danno, a conferma del comportamento esibito dalle connessioni FREEDAM durante le prove cicliche e monotone eseguite su sotto-assemblaggi [9]. Tali connessioni possono essere definite a ridotto danneggiamento perché solo un ridotto snervamento si è osservato in corrispondenza dell'anima dei T-stub bullonati dove è collocato il centro di rotazione. Analoga considerazione può essere fatta con riferimento agli angolari che connettono i piatti ad attrito e le flange delle colonne [9]. Invece, per la stessa struttura equipaggiata con connessioni RBS e sottoposta allo stesso input sismico [5] si è assistito alla rottura fragile di due connessioni: in corrispondenza della saldatura

tra la flangia di una trave del primo livello e l’end-plate; in corrispondenza della zona a sezione ridotta a causa della frattura della flangia stessa.

Tabella 6.8: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali relativi alla connessione 1A

Test	Rotazione (rad)	Momento (kNm)		Energia (kNm)
		Negativo	Positivo	
2 – Prova pseudo-dinamica	17.03	118.36	90.98	4.14
2 - Simulazione	10.52	103.50	103.93	2.15
2 - Errore (%)	-38	-13	14	-48
3 - Prova pseudo-dinamica	3.74	99.24	74.11	0.34
3 - Simulazione	0.65	85.63	103.53	0.07
3 - Errore (%)	-83	-14	40	-81
4 - Prova pseudo-dinamica	4.61	107.55	87.42	2.64
4 - Simulazione	2.53	103.60	98.49	0.26
4 - Errore (%)	-45	-4	13	-90
5 - Prova pseudo-dinamica	12.58	113.82	81.36	5.69
5 - Simulazione	7.42	103.80	103.74	1.98
5 - Errore (%)	-41	-9	28	-65

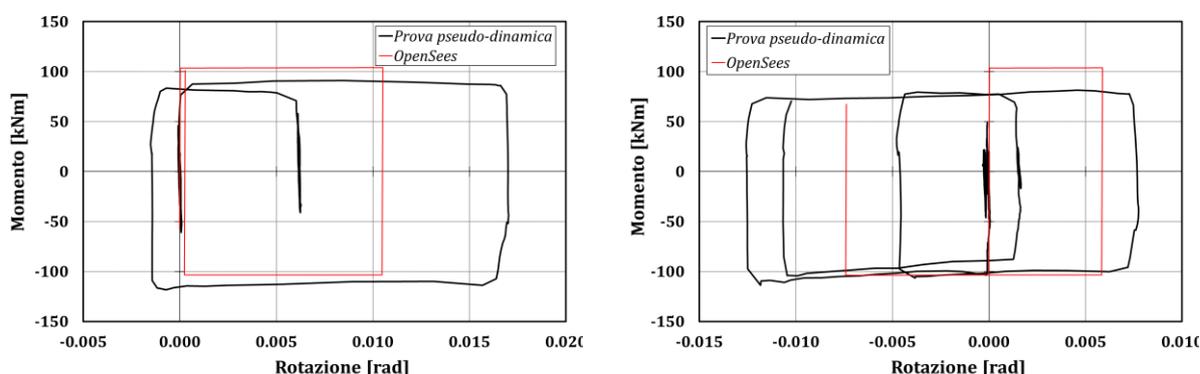


Figura 6.31 – Curve isteretiche (connessione 1A): Test 2 (sinistra) e Test 5 (destra)

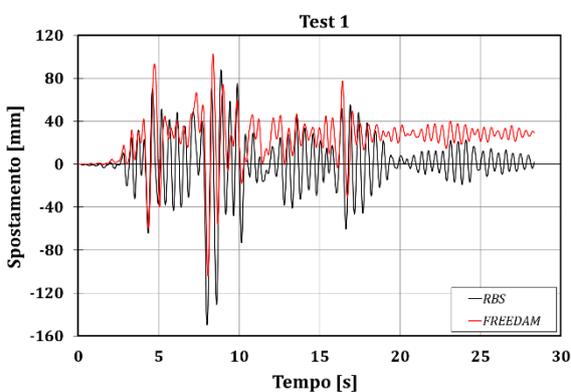
6.6 CONFRONTO DELLA PERFORMANCE SISMICA

In questo paragrafo si riporta il confronto tra i principali risultati sperimentali ottenuti nelle due campagne di prova eseguite. In Tabella 6.9 sono sintetizzate le informazioni relative agli spostamenti di piano ed ai taglianti alla base registrati in ogni campagna sperimentale: è possibile osservare che la struttura con connessioni FREEDAM presenta sempre ridotti valori di taglianti alla base. Ciò è dovuto ai fissati valori di momenti flettenti che la struttura equipaggiata con connessioni FREEDAM può trasmettere alle colonne. Invece questa tendenza non è confermata con riferimento agli spostamenti di piano.

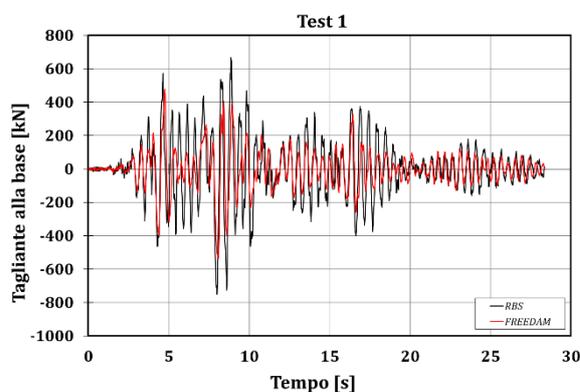
Tabella 6.9: Confronti tra le campagne sperimentali in termini di spostamenti di piano e taglianti alla base

		Spostamenti (mm)				Tagliante alla base (kN)	
		Trazione		Compressione		Trazione	Compressione
		Livello 1	Livello 2	Livello 1	Livello 2		
Imperial Valley	RBS	-79	-150	44	88	-751.33	667.09
	FREEDAM	-73	-104	65	103	-536.88	477.20
Spitak	RBS	-17	-34	85	171	-652.47	670.44
	FREEDAM	-53	-84	79	112	-446.98	469.73
Artificiale	RBS	-29	-66	40	83	-444.42	555.15
	FREEDAM	-41	-75	38	52	-271.62	346.79
Santa Barbara	RBS	-48	-99	41	85	-585.66	592.36
	FREEDAM	-56	-89	52	70	-388.06	483.42
Coalinga	RBS	-47	-94	62	129	-629.71	612.24
	FREEDAM	-72	-112	61	85	-439.24	459.37

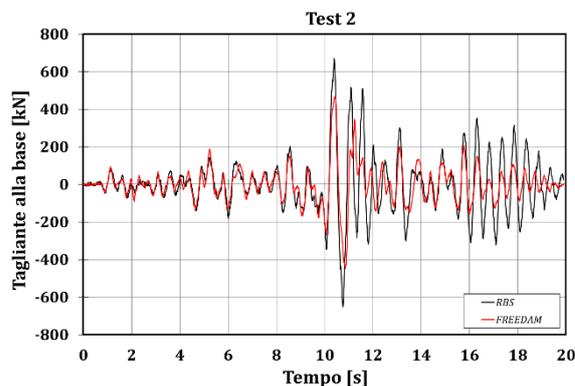
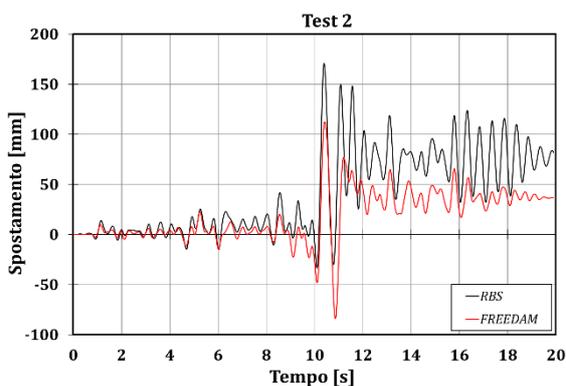
Inoltre le connessioni FREEDAM fanno sì che il comportamento strutturale sia praticamente elastico quando i valori di accelerazioni applicate sono comprese tra due picchi dell'input sismico: questa è la ragione del ridotto range in cui gli spostamenti variano. Tale aspetto ha validità generale per tutte le prove ma è riportato per i Test 1, 2 e 5 in Figura 6.32. Inoltre le figure evidenziano che i dispositivi ad attrito non garantiscono il ricentraggio della struttura.



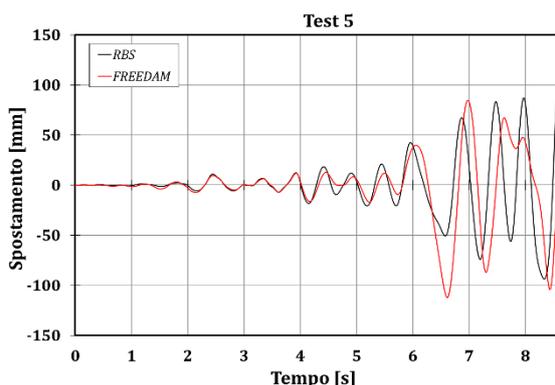
a) Test 1: spostamenti al secondo livello



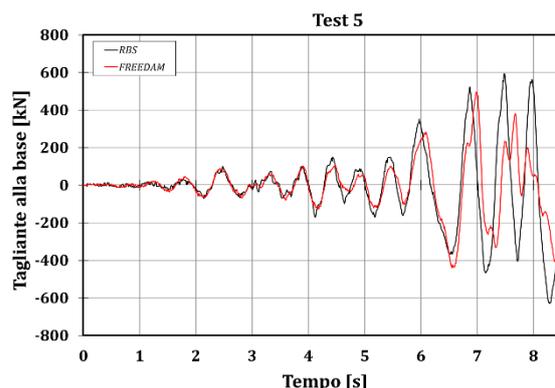
b) Test 1: tagliante alla base



c) Test 2: spostamenti al secondo livello



d) Test 2: tagliante alla base



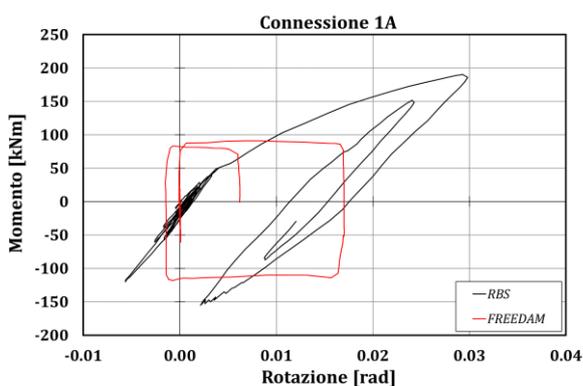
e) Test 5: spostamenti al secondo livello

f) Test 5: tagliante alla base

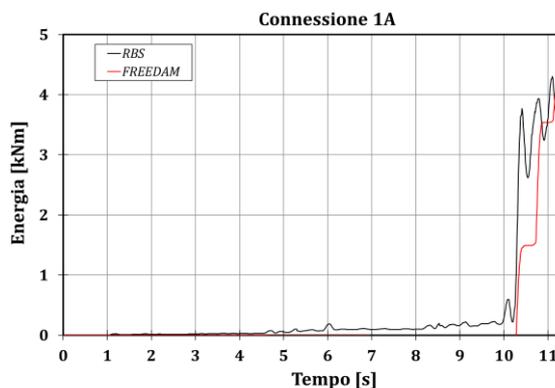
Figura 6.32 – Confronti in termini di spostamenti in copertura e taglianti alla base

Per semplicità il comportamento delle connessioni analizzate è discusso con riferimento al nodo più sollecitato per il quale non siano occorsi problemi tecnici; tale nodo è la connessione 1A ed il confronto è effettuato con riferimento agli accelerogrammi di Spitak e Coalinga che hanno una accelerazione di picco al suolo pari a 0.80g. Analoghi ragionamenti sono ascrivibili per le altre connessioni e gli altri accelerogrammi. In Figura 6.33 si può osservare che la connessione RBS è in grado di sostenere un più elevato momento: circa 240 kNm in confronto con 120 kNm, ed una rotazione di 0.027 rad in confronto con 0.013 rad della connessione FREEDAM. Tuttavia si può osservare che le confrontate connessioni dissipano la stessa energia. Ciò è dovuto all’ottimo comportamento delle connessioni FREEDAM che permettono, allo stesso tempo, di sollecitare meno la struttura e renderla più rigida senza precludere la possibilità di dissipare un’elevata quantità di energia.

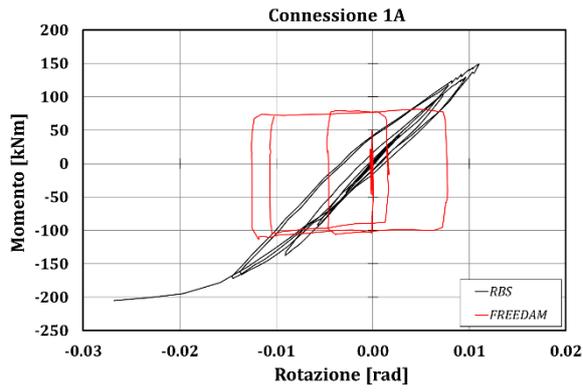
Quanto riportato in precedenza è valido per le connessioni appartenenti al primo livello della struttura, mentre quelle collocate al secondo livello hanno esibito principalmente un comportamento elastico e per tale ragione non sono mostrate nel seguito.



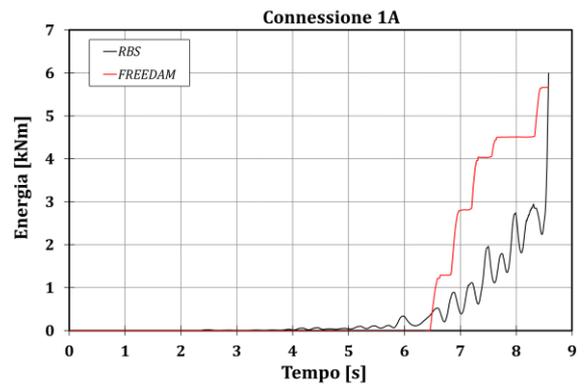
a) Test 2 – Curve isteretiche



b) Test 2 – Energia dissipata



c) Test 5 – Curve isteretiche



d) Test 5 – Energia dissipata

Figura 6.33 – Connessione 1A: curve isteretiche ed energia dissipata

6.7 BIBLIOGRAFIA

- [1] Magonette, G., Pegon, P., Buchet, P., Advanced Testing Techniques at the ELSA-JRC Reaction Wall (1998).
- [2] Molina, F. J., Buchet, Ph., Magonette, G. E., Negro, P., Bidirectional pseudodynamic technique for testing a three-storey reinforced concrete building (2004) Proc. Of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper N., 75.
- [3] Tsai, K., Weng, Y., Lin S. L., Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame (2004) 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper No. 750.
- [4] CEN (2005) EN 1998-1 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, CEN, European Committee for Standardization, 2005.
- [5] CEN (2005) EN 1998-3: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, CEN, European Committee for Standardization, 2005.
- [6] Di Benedetto, S., Francavilla, A.B., Latour, M., Ferrante Cavallaro, G., Piluso, V., Rizzano, G. Pseudo-dynamic testing of a full-scale two-storey steel building with RBS connections (2020) Engineering Structures, 212.
- [7] CEN [2005]: EN 1993-1-8 Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-8: Design of Joints, CEN, European Committee for Standardization, 2005.
- [8] AISC Steel Design Guide, Murray, T. M., Summer, E. A., Extended End-Plate Moment Connections. Seismic and Wind Applications, 2003.
- [9] Meng, R. L., Design of moment end-plate connections for seismic loading (1996) Ph. D. Thesis, College of Architecture and Urban Studies, The Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.
- [10] Francavilla, A.B., Latour, M., Piluso, V., Rizzano, G., Design criteria for beam-to-column connections equipped with friction devices, Journal of Constructional Steel Research, 172 (2020) 106240.
- [11] SeismoSoft (2016). SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic analysis of framed structures.
- [12] Iannone, F., Latour, M., Piluso, V. and Rizzano, G., Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification (2011) J. Earthq. Eng., vol. 15, no. 2, pp. 214–244.
- [13] Sivaselvan, M. V., Reinhorn, HYSTERETIC MODELS FOR DETERIORATING INELASTIC STRUCTURES (2000) J. Eng. Mech., vol. 126, no. June, pp. 633–640.
- [14] Chisari, C., Francavilla, A. B., Latour, M., Piluso, V., Rizzano G., Amadio, C., Critical issues in parameter calibration of cyclic models for steel members (2017) Engineering Structures, vol. 132, pp. 123-138
- [15] McKenna, F., OpenSees: A Framework for Earthquake Engineering Simulation, Computing in Science and Engineering (2011) 13, 58-66.

CAPITOLO 7

RACCOMANDAZIONI PROGETTUALI PRE-NORMATIVE

1. SCOPO

- (1) Il presente documento ha lo scopo di fornire regole e requisiti supplementari per telai in acciaio dotati di connessioni FREEDAM nell’ambito delle prEN 1998-1-1 E prEN 1998-1-2.
- (2) Tale documento ha anche lo scopo di fornire regole progettuali specifiche per i collegamenti trave-colonna dotati di dispositivi FREEDAM da associare alla prEN 1993-1-8.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Nel testo si fa riferimento alle seguenti normative in modo che, in parte o interamente, costituiscano i requisiti del presente documento:

- Eurocodice EN 1990 – Basi della progettazione strutturale
- EN 1991 (tutte le parti), Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
- EN 1993 (tutte le parti), Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio
- EN 1998 (tutte le parti), Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3. BASI DELLA PROGETTAZIONE: STATI LIMITE E CLASSI DI DUTTILITA’

- (1) La prestazione sismica di una struttura deve essere misurata in base al suo stato di danneggiamento per effetto di una determinata azione. Lo stato del danno deve essere riferito ai quattro stati limite (SL), definiti dal punto a) al punto d) per tutte le parti della EN 1998:
 - a) SL Prevenzione del Collasso (PC) è definito come quello in cui la struttura è fortemente danneggiata, con ampi spostamenti permanenti, ma conserva la sua capacità di resistenza per carichi verticali; la maggior parte dei componenti ausiliari, ove presenti, sono crollati.
 - b) SL di Danno significativo (DS) è definito come quello in cui la struttura è significativamente danneggiata, eventualmente con moderati spostamenti permanenti, ma conserva la sua capacità di resistenza per carichi verticali; i componenti ausiliari, ove presenti, sono danneggiati (ad esempio, pareti divisorie e tompagnature non hanno ancora ceduto fuori piano). Si prevede che la struttura sia riparabile, ma, in alcuni casi, potrebbe essere antieconomico.
 - c) SL di Limitazione del danno (LD) è definito come quello in cui la struttura è solo leggermente danneggiata ed economica da riparare, con spostamenti permanenti trascurabili, capacità inalterata di resistere a futuri terremoti ed elementi strutturali che mantengono la loro piena resistenza con una limitata diminuzione della rigidità; i componenti ausiliari, ove presenti, mostrano solo danni lievi che possono essere riparati economicamente (ad esempio, pareti divisorie e tompagnature possono presentare fessure distribuite).
 - d) SL di Piena Operatività (PO) è definito come quello in cui la struttura è solo leggermente danneggiata ed economica da riparare, consentendo il funzionamento continuo dei sistemi ospitati dalla struttura.

- (2) Gli stati limite DS e PC dovrebbero essere considerati come Stati Limite Ultimi. Gli stati limite LD e PO dovrebbero essere considerati come Stati Limite di Esercizio.
- (3) In base alla loro capacità di deformazione e dissipazione dell'energia accumulata, le strutture si classificano come: DC1 (Classe di Duttilità 1), DC2 (Classe di Duttilità 2) e DC3 (Classe di Duttilità 3).

4. RAPPRESENTAZIONE DI BASE DELL'AZIONE SISMICA

- (1) L'azione sismica in una data posizione sulla superficie del suolo deve essere rappresentata da spettri di risposta elastici in termini di pseudo-accelerazione assoluta nei confronti delle azioni orizzontali e verticali, d'ora in poi chiamati “spettri di risposta elastici”.
- (2) Gli spettri di risposta elastici devono essere definiti secondo la prEN 1998-1-1.

5. ANALISI E VERIFICA

- (1) Gli effetti dell'azione sismica in strutture dotate di connessioni FREEDAM devono essere valutati nell'ambito dell'azione sismica prescritta secondo uno dei seguenti approcci già definiti nella EN 1998-1-1.
- (2) L'approccio basato sulle forze (force-based), che impiega un'analisi lineare che implicitamente e approssimativamente porta in conto la sovraresistenza e la duttilità risultanti dalla risposta non lineare attraverso un fattore di struttura q , può essere implementato con entrambi i punti a) o b):
 - a) il metodo della forza laterale (Paragrafo 6.4.1 della EN 1998-1-1);
 - b) il metodo dello spettro di risposta (Paragrafo 6.4.2 della EN 1998-1-1).
- (3) L'approccio basato sulle forze può essere utilizzato per la verifica dello stato limite DS.
- (4) Salvo diversa indicazione, l'approccio basato sulle forze non dovrebbe essere utilizzato per la verifica allo stato limite PC.
- (5) L'approccio basato sulla forza può essere utilizzato per le verifiche agli stati limite LD e PO, utilizzando $q = 1$ nell'analisi.
- (6) L'approccio basato sugli spostamenti, che tiene conto esplicitamente della risposta strutturale non lineare, può essere implementato attraverso un'analisi statica non-lineare basata su una analisi pushover (Paragrafo 6.5 della EN 1998-1-1).
- (7) Nell'approccio basato sulle forze, gli spostamenti di progetto devono essere ottenuti dagli spostamenti calcolati come richiesto nella EN 1998-1-1 al punto 6.4.2(2). Nell'approccio basato sugli spostamenti, gli spostamenti di progetto dovrebbero essere quelli ottenuti direttamente dall'analisi senza ulteriori modifiche, ad eccezione di quanto indicato al punto 6.5.4(6) della EN 1998-1-1.
- (8) In alternativa a (2) e (6), possono essere utilizzate anche analisi di tipo “time-history” (Paragrafo 6.6 della EN 1998-1-1).
- (9) Occorre verificare che gli effetti dell'azione non eccedano le corrispondenti resistenze, per lo stato limite associato all'azione sismica prescritta (Paragrafo 6.7 della EN 1998-1-1).
- (10) Gli effetti dell'azione sismica dovrebbero essere determinati tenendo conto di a) e b):
 - a) incertezze nella localizzazione delle masse e nella distribuzione delle rigidità;
 - b) variazione spaziale del moto sismico, quando necessario.

6. FATTORE DI STRUTTURA PER LO SPETTRO RIDOTTO NELL’APPROCCIO BASATO SULLE FORZE

- (1) Nell’approccio basato sulle forze, in DC1, DC2 o DC3, l’azione sismica dovrebbe assumere la forma di uno spettro ridotto, derivato dallo spettro di risposta elastico introducendo il fattore di struttura q , che tiene conto della sovraresistenza, della capacità di deformazione e capacità di dissipazione di energia ed è dato dalla Eq. (6.1).

$$q = q_s q_R q_D \quad (6.1)$$

dove:

q_R è la componente del fattore di struttura che tiene conto della sovraresistenza dovuta alla ridistribuzione degli effetti dell’azione sismica nelle strutture ridondanti;

q_s è la componente del fattore di struttura che tiene conto della sovraresistenza dovuta a tutte le altre fonti;

q_D è la componente del fattore di struttura che tiene conto della capacità di deformazione e dissipazione dell’energia.

- (2) I telai in acciaio sismo-resistenti dotati di connessioni FREEDAM devono essere progettati assumendo:

$$q_s = 1.50$$

$$q_R = 1.20$$

e:

$$q_D = 2.0$$

a condizione che vengano applicate le regole di progettazione per DC2 e che il dispositivo ad attrito che equipaggia le connessioni trave-colonna sia progettato per accogliere una rotazione “pseudo-plastica”, dovuta allo scorrimento, non inferiore a 0,020 rad, mentre:

$$q_D = 3.60$$

a condizione che vengano applicate le regole di progettazione per DC3 e che il dispositivo ad attrito che equipaggia le connessioni trave-colonna sia progettato per accogliere una rotazione “pseudo-plastica”, dovuta allo scorrimento, non inferiore a 0,030 rad.

Valori più accurati di q_R possono essere calcolati utilizzando un’analisi pushover in cui la risposta non lineare delle connessioni trave-colonna è adeguatamente modellata. Il valore di q_R è dato dal rapporto $q_R = \alpha_u / \alpha_1$ dove:

- α_u è il valore per il quale occorre moltiplicare l’azione sismica orizzontale di progetto per ottenere la massima capacità di resistenza al carico orizzontale.
- α_1 è il valore per il quale è necessario moltiplicare l’azione sismica orizzontale di progetto per raggiungere prima la resistenza plastica in qualsiasi membratura della struttura o la resistenza allo scorrimento dei dispositivi, mentre tutte le altre azioni di progetto rimangono costanti.

- (3) Per gli edifici non regolari in altezza (vedi Punto 4.4.4.2(1) della prEN 1998-1-2), il fattore di struttura q dovrebbe essere ridotto secondo la clausola 5.3.2(2) della EN 1998-1-2.
- (4) Nel caso di strutture dotate di connessioni FREEDAM, la componente q_s del fattore di struttura tiene conto che la sovraresistenza è dovuta alla variabilità causale del coefficiente di attrito delle superfici di contatto del dispositivo e alla variabilità casuale del precarico del bullone dovuto al serraggio. Nel caso di dispositivi ad attrito basati sui materiali, per il processo di rivestimento dei piatti ad attrito, diversi da M4 devono essere eseguite prove sperimentali specifiche.

- (5) L’Eq. (6.1) con i valori delle componenti del fattore di struttura indicati al punto 6(2) fornisce il valore massimo del fattore q che può essere utilizzato per il progetto della struttura a Stato Limite di Danno Significativo (DS).
- (6) Le strutture dotate di connessioni FREEDAM possono essere progettate per garantire il rispetto dello SL di Piena Operatività (PO) assicurando che la struttura rimanga in campo elastico sotto azioni sismiche risultanti dall’accelerazione spettrale valutata per il periodo di ritorno corrispondente allo SL di Piena Operatività (PO). Il funzionamento continuo è così assicurato. Questo obiettivo di prestazione dovrebbe essere concordato con il cliente.
- (7) La clausola 6(6) richiede che in caso di eventi sismici il cui periodo di ritorno corrisponda allo SL di Piena Operatività (PO), non sia consentito lo scorrimento dei dispositivi ad attrito che equipaggiano il collegamento.
- (8) Le clausole 6(6) e 6(7) sono soddisfatte, a seconda delle condizioni di sismicità locale, a condizione che il fattore di struttura utilizzato nel progetto non ecceda il rapporto tra l’accelerazione spettrale corrispondente al periodo di ritorno considerato per lo stato limite di Danno Significativo (DS) e le accelerazioni spettrali corrispondenti al periodo di ritorno considerato per lo stato limite di Piena Operatività (PO).

7. DISPOSIZIONI GENERALI RELATIVE AI DISPOSITIVI AD ATTRITO

- (1) Il Piano di Installazione, Ispezione, Manutenzione e Sostituzione dei dispositivi ad attrito deve essere eseguito secondo la norma EN 15129.
- (2) Dovrebbe essere previsto uno spazio sufficiente per l’ispezione, la manutenzione e la sostituzione dei dispositivi ad attrito durante la vita della struttura.
- (3) Quando rilevante, i dispositivi ad attrito dovrebbero essere protetti da potenziali effetti pericolosi, come incendi e attacchi chimici o biologici. La protezione fornita non deve ostacolare la funzionalità dei dispositivi ad attrito durante un terremoto.
- (4) La protezione antincendio dei dispositivi ad attrito dovrebbe essere coerente con i requisiti antincendio per la struttura nel suo insieme. La protezione fornita non deve ostacolare la funzionalità dei dispositivi ad attrito durante un terremoto.
- (5) I dispositivi ad attrito dovrebbero essere progettati tenendo conto delle condizioni ambientali, inclusi il vento, gli effetti dell’invecchiamento, la temperatura ambiente, la temperatura di esercizio e l’esposizione all’umidità o a sostanze nocive.
- (6) I dispositivi ad attrito devono essere realizzati utilizzando la classe di bulloni 10.9.

8. CRITERI DI DEFORMAZIONE E MODELLI DI RESISTENZA DEI MATERIALI

8.1 Generale

- (1) I criteri riportati nel Capitolo 8 mirano ad integrare il Capitolo 7 della EN 1998-1-1 e dovrebbero essere utilizzati nelle analisi basate sulla forza e sullo spostamento per modellare e verificare le resistenze finali e le deformazioni. Pertanto, questa Sezione fornisce regole sui modelli fisici per la deformazione e la resistenza utilizzati nell’analisi. Le regole di verifica sono riportati nelle parti pertinenti della EN1998-1-2 e nelle Sezioni specifiche di questo documento.
- (2) La capacità di deformazione in termini di rotazione delle travi dotate di collegamenti FREEDAM deve essere definita in termini di rotazione alla corda, θ , come definita nel Paragrafo

7 della EN 1998-1-1. La rotazione alla corda è anche uguale alla rotazione dell'elemento, inteso come il rapporto dello spostamento all'estremità della campata e la lunghezza della stessa ($LV = M/V = \text{momento/taglio}$ alla sezione terminale, cioè il punto di controflessione) valutato rispetto alla tangente all'asse di scorrimento del dispositivo di attrito, diviso per la luce di taglio.

- (3) Un modello bilineare della relazione forza-deformazione può essere usato per rappresentare il comportamento duttile. In tal caso, dovrebbero essere definiti due livelli di danno in termini di soglie di deformazione a livello dell'elemento, che sono punti strutturalmente rilevanti insieme al rapporto forza-deformazione, come indicato in a) e b):
- a) deformazione di prima plasticizzazione (all'inizio dello scorrimento), θ_{slip} , corrispondente al raggiungimento di un'efficace resistenza a flessione di scorrimento della connessione, M_{slip} .
 - b) deformazione ultima, θ_u , è la massima rotazione compatibile con la corsa ultima del dispositivo.
- (4) La deformazione ultima, θ_u , dovrebbe essere calcolata in base alla deformazione allo scorrimento, θ_{slip} , più la parte pseudo-plastica della deformazione, θ_p , dovuta alla corsa di progetto del dispositivo di attrito che equipaggia i collegamenti.
- (5) La parte pseudo-plastica della deformazione ultima è data dal rapporto tra la corsa di progetto del dispositivo ad attrito che equipaggia la connessione e il braccio di leva, valutato tenendo conto della posizione del centro di rotazione.
- (6) I valori delle resistenze in 8.1(3) sono valori medi in condizioni dinamiche che dovrebbero essere considerati per analisi strutturali non lineari.
- (7) Per le verifiche vengono utilizzati valori caratteristici inferiori delle resistenze, secondo la parte appropriata del presente documento.
- (8) I valori caratteristici superiori delle resistenze sono utilizzati per i criteri di progettazione della capacità, secondo la parte appropriata del presente documento, per progettare le componenti non cedevoli della struttura e i collegamenti.
- (9) In alternativa, possono essere utilizzati parametri di modellazione basati sulle caratteristiche di risposta ciclica ottenute sperimentalmente di un sub assemblamento trave-colonna.

8.2 Deformazione a scorrimento della connessione

- (1) Laddove si prevede che il punto di controflessione si verifichi a metà campata di una trave in acciaio in giunti trave-colonna dotati di collegamenti FREEDAM, la rotazione raggiunta allo scorrimento della connessione θ_{slip} è data dall'Eq. (8.1):

$$\theta_{slip} = \frac{L}{6EI} (1 + n) M_{slip} \quad (8.1)$$

dove:

- M_{slip} è la resistenza a flessione allo scorrimento fornito nel punto 8.3(1);
- EI è la rigidezza della sezione trasversale della trave in acciaio;
- L è la lunghezza libera presunta dell'elemento secondo la Fig. 7.3 della EN 1998-1-1;
- n è un fattore di contributo alla deformazione a taglio e dovrebbe essere calcolato come $n = 12 EI/L^2 GA_{eff}$;
- G è il modulo di taglio dell'acciaio;
- A_{eff} è l'area di taglio effettiva della sezione.

8.3 Resistenza a flessione da scorrimento

(1) L’effettiva resistenza a scorrimento dei collegamenti FREEDAM è data da:

$$M_{slip} = \Omega_{dyn} M_{slip.Rd} \quad (8.2)$$

dove:

- Ω_{dyn} è il fattore del materiale che tiene conto della differenza tra i coefficienti di attrito statico e dinamico. È uguale al rapporto tra il valore medio del coefficiente di attrito dinamico e il valore di progetto del coefficiente di attrito statico utilizzato per definire la resistenza di progetto della connessione. Il valore $\Omega_{dyn} = 1.00$ è valido per il materiale M4 utilizzato per il rivestimento dei piatti ad attrito dei dispositivi FREEDAM. Per rivestimenti diversi devono essere effettuate prove sperimentali specifiche.
- $M_{slip.Rd}$ è il valore di progetto della resistenza a flessione di scorrimento, indicata nella Paragrafo 16 all’Eq. (16.5).

8.4 Rotazione ultima dei collegamenti

- (1) La rotazione ultima, θ_u , deve essere valutata come la somma della deformazione allo scorrimento, θ_{slip} , valutata secondo la clausola 8.2(1) più la parte pseudo-plastica della deformazione, θ_p , dovuta allo scorrimento della connessione.
- (2) La parte pseudo-plastica della deformazione, θ_p , dovuta allo scorrimento della connessione è data dal rapporto tra la corsa di progetto del dispositivo ad attrito e il braccio di leva:

$$\theta_p = \frac{\delta_d}{h_t} \quad (8.3)$$

dove:

- δ_d è il valore di progetto della corsa orizzontale del dispositivo ad attrito che dipende dalla lunghezza delle asole che consentono il movimento dei bulloni;
- h_t è il braccio di leva ottenuto come distanza verticale tra il centro di rotazione e il baricentro del gruppo di bulloni che costituiscono il dispositivo ad attrito.

9. CONTROLLO DEGLI EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

(1) Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se la condizione $\theta \leq 0.10$ è soddisfatta a tutti i piani. θ è definito dalla Formula (6.2) [EN 1998-1-2] in DC3:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_{r,SD}}{q_S q_R \Omega_d V_{tot} h_S} \quad (9.1)$$

e in DC2:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_{r,SD}}{q_S q_R V_{tot} h_S} \quad (9.2)$$

dove:

- con $d_{r,SD}$ che è lo stesso di $d_{r,DL}$ (secondo EN 1998-1-2), ma specifico per lo stato limite DS;
- P_{tot} è il carico gravitazionale totale in corrispondenza e al di sopra del piano, dovuto alle masse considerate nell’analisi sismica della struttura;
- Ω_d è il rapporto di sovraresistenza di progetto definito come:

$$\Omega_d = \min(\Omega_{d,i}) = \min\left(\frac{M_{slip.Rd} - M_{G.Ed}}{M_{Ed,i}}\right) \quad (9.3)$$

dove $M_{slip,Rd}$ è la resistenza di progetto del collegamento FREEDAM, $M_{Ed,i}$ è il momento flettente risultante dalla combinazione di carico sismica e $M_{G,Ed}$ è il momento flettente risultante dal carico verticale nella combinazione di carico sismica. Si suggerisce di calibrare la resistenza del collegamento per assicurare un valore di Ω_d non superiore a 1.10.

- V_{tot} è il taglio totale di piano nella situazione sismica di progetto.

- (2) In caso di telai dotati di collegamenti di tipo FREEDAM, l'Eq. (9.1) si applica con i valori di q_S e q_R indicati al punto 6(2).
- (3) Se $0,1 < \theta \leq 0,2$, gli effetti del secondo ordine possono essere approssimativamente considerati moltiplicando i relativi effetti dell'azione sismica per un fattore pari a $1/(1-\theta)$.
- (4) Se $0,2 < \theta \leq 0,3$ a qualsiasi piano, gli effetti del secondo ordine dovrebbero essere presi in considerazione direttamente utilizzando i metodi stabiliti di analisi del secondo ordine che tengono conto della non linearità geometrica, ovvero considerare le condizioni di equilibrio sulla struttura deformata.
- (5) Il valore di θ non deve superare 0,3.
- (6) Le clausole da (1) a (5) non devono essere applicate quando il progetto delle sezioni delle colonne è eseguito mediante la Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico (TPMC).

10. LIMITAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI INTERPIANO

- (1) Secondo la EN 1998-1-1 e la EN 1998-1-2, lo spostamento massimo interpiano deve essere opportunamente limitato sia allo stato limite LD che allo stato limite DS.
- (2) Lo spostamento massimo interpiano $d_{r,DL}$ che si verifica sotto l'azione sismica corrispondente allo stato limite LD deve essere limitato in accordo alla seguente relazione:

$$d_{r,DL} \leq \lambda_{ns} h_s \quad (10.1)$$

dove h_s è l'altezza interpiano e λ_{ns} è un coefficiente che tiene conto della sensibilità degli elementi ausiliari allo spostamento interpiano, dato da:

- 0,0025 per edifici aventi elementi di tamponatura in muratura non armata di Gruppo 4 collegati alla struttura,
 - 0,0045 per edifici aventi elementi di tamponatura in materiale fragile collegati alla struttura e, in particolare, murature non armate con elementi in argilla appartenenti ai Gruppi 1, 2 o 3 con spessore superiore a 200mm e resistenza a compressione media normalizzata $f_b \geq 3\text{MPa}$,
 - 0,0075 per edifici con elementi di tamponatura duttili,
 - 0,010 per edifici con elementi di tamponatura fissati in modo da non interferire con le deformazioni strutturali.
- (3) Per tutte le classi di duttilità, lo spostamento interpiano allo stato limite DS dovrebbe essere limitato a $d_{r,SD} \leq 0.020 h_s$ dove $d_{r,SD}$ è lo spostamento interpiano di progetto, definito come la differenza tra gli spostamenti laterali medi d_s nella parte superiore e inferiore del piano in esame e calcolato in conformità alla EN 1998-1-1:2019, Eq. (6.8).
 - (4) $d_{r,SD}$ non dovrebbe essere maggiore del valore derivato dallo spettro elastico.

11. VERIFICHE DI SICUREZZA

- (1) Nelle verifiche progettuali di capacità specificate al paragrafo 15, si dovrebbe tener conto della possibilità che il coefficiente di attrito effettivo delle superfici rivestite dal piatto di attrito sia superiore a quello nominale attraverso il fattore Ω_{rm} , che è il fattore di sovraresistenza del materiale ottenuto come rapporto tra il valore atteso (medio) del coefficiente di attrito statico e il valore di progetto del coefficiente di attrito.
- (2) Nel caso di dispositivi FREEDAM, il fattore di sovraresistenza del materiale Ω_{rm} è assunto pari a 1.5.
- (3) In caso di dispositivi ad attrito basati su materiali di rivestimento o superfici soggette ad usura diversi dai dispositivi FREEDAM, sono necessarie prove sperimentali specifiche secondo l’Annesso A.

12. MATERIALI

- (1) I valori del coefficiente di attrito considerati nel progetto devono essere specificati e annotati sui disegni.
- (2) Devono essere riportati i seguenti valori rilevanti:
 - Il valore medio del coefficiente di attrito dinamico ($\bar{\mu}_d$);
 - Il valore nominale (frattile al 5%) del coefficiente di attrito dinamico (μ_d);
 - Il limite superiore del valore nominale (frattile al 95%) del coefficiente di attrito statico ($\mu_{s.upper}$);
 - Il limite inferiore del valore nominale (frattile al 5%) del coefficiente di attrito statico ($\mu_{s.lower}$).
- (3) Il valore limite inferiore del coefficiente di attrito statico effettivo $\mu_{s.lower}$, valutato secondo A.6, deve essere utilizzato, combinato con l’appropriato coefficiente parziale di sicurezza, per definire la resistenza di progetto per le combinazioni di carico gravitazionale e gli stati limite di esercizio (vedere Paragrafo 16).
- (4) Il valore limite superiore del coefficiente di attrito statico effettivo $\mu_{s.upper}$, valutato secondo A.6, dovrebbe essere utilizzato per l’applicazione dei criteri di gerarchia necessari per controllare i componenti non dissipativi sia del dispositivo ad attrito che del collegamento trave-colonna.
- (5) Il coefficiente di attrito dinamico effettivo μ_d da utilizzare per le combinazioni di carico sismico deve essere valutato secondo A.6 (dove $\mu_d = \bar{\mu}_{d.k.lower}$).
- (6) Il coefficiente di attrito dinamico effettivo $\bar{\mu}_d$ da utilizzare per la valutazione della prestazione sismica deve essere valutato secondo A.6 (dove $\bar{\mu}_d = \bar{\mu}_{d.m}$).

13. CRITERI DI PROGETTAZIONE

- (1) I telai sismo-resistenti in DC3 dotati di collegamenti di tipo FREEDAM devono essere progettati in modo tale che si verifichi lo scorrimento nei collegamenti trave-colonna. Lo snervamento delle colonne dovrebbe essere evitato ad eccezione della base del telaio in cui $N_{Ed,G}$ nelle colonne primarie soddisfa la disuguaglianza: $N_{Ed,G}/N_{pl,Rd} < 0.30$;

- (2) I bulloni e le saldature dei collegamenti e degli elementi collegati dovrebbero avere una sovrarresistenza sufficiente per consentire lo sviluppo di uno scorrimento ciclico nel dispositivo ad attrito.
- (3) Il meccanismo di dissipazione dell'energia (ovvero la posizione delle zone dissipative) dovrebbe essere ottenuto in conformità ai paragrafi da 14 a 16.
- (4) I collegamenti trave-colonna dotati di dispositivi ad attrito FREEDAM devono essere progettati per garantire:
 - a) adeguata resistenza all'attrito per evitare qualsiasi scorrimento in condizioni di carico gravitazionale sia allo stato limite di esercizio (SLE) che agli stati limite ultimi (SLU) per le combinazioni di carico non sismico;
 - b) un'adeguata resistenza all'attrito per evitare qualsiasi scorrimento sotto l'azione del vento a meno che non si desideri dissipare l'energia per determinati livelli di intensità dell'azione del vento. In questo caso va definita la velocità minima del vento per la quale si deve evitare lo scorrimento e, di conseguenza, deve essere specificata la corrispondente resistenza minima di attrito richiesta;
 - c) un'adeguata resistenza all'attrito per evitare qualsiasi scorrimento in caso di azioni sismiche corrispondenti allo stato limite di Piena Operatività (PO) può essere concordata con il cliente;
 - d) prevenzione del collasso degli elementi a piastra costituenti il dispositivo ad attrito e dei componenti del collegamento;
 - e) adeguata capacità di dissipazione di energia in condizioni di carico ciclico.

14. TRAVI

- (1) Non è imposta alcuna limitazione per la classe delle sezioni delle travi.
- (2) Le travi devono essere verificate per avere una resistenza sufficiente contro l'instabilità laterale e latero-torsionale in conformità con la EN 1993-1-1:2004, assumendo lo scorrimento del dispositivo ad attrito che equipaggia la connessione trave-colonna ad un'estremità della trave, vale a dire il momento flettente di scorrimento a un'estremità e il momento di progetto all'altra estremità. Per la verifica dovrebbe essere considerata l'estremità della trave più sollecitata nella situazione di progetto sismico. Questa prova è soddisfatta se i vincoli torsionali laterali sono dettagliati in conformità a (3) in DC2 e (4) in DC3.
- (3) Le Formule da (14.2) a (14.4) devono essere soddisfatte.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} \quad (14.2)$$

$$N_{Ed} \leq 0.15 N_{b,Rd} \quad (14.3)$$

$$V_{Ed} \leq V_{b,Rd} \quad (14.4)$$

dove:

- M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} sono il momento flettente, lo sforzo assiale e il taglio, rispettivamente, nella situazione sismica di progetto;
 - $M_{b,Rd}$, $N_{b,Rd}$, $V_{b,Rd}$ sono le resistenze di progetto delle sezioni trasversali delle travi.
- (4) Per travi in DC3, la Formula (14.4) deve essere soddisfatta con il taglio di progetto V_{Ed} dato dalla Formula (14.5):

$$V_{Ed} \leq V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (14.5)$$

dove:

- $V_{Ed,G}$ è il valore di progetto della forza di taglio da determinare in base all’equilibrio della trave sotto le azioni non sismiche;
- $V_{Ed,M} = (M_{slip,A} + M_{slip,B})/L$, dove L è la luce netta della trave tra le ali della colonna alle due estremità della trave, è il valore di progetto del taglio dovuto all’applicazione dei momenti di scorrimento $M_{slip,Rd,A}$ e $M_{slip,Rd,B}$, con segni opposti alle sezioni terminali “A” e “B” della trave, valutato in riferimento al valore medio del coefficiente di attrito statico:

$$M_{slip,A} = \Omega_{rm} M_{slip.Rd.A} \quad (14.6)$$

$$M_{slip,B} = \Omega_{rm} M_{slip.Rd.B} \quad (14.7)$$

dove $M_{slip.Rd,A}$ e $M_{slip.Rd,B}$ sono calcolati in accordo al paragrafo 16.

- (5) Le Eqq. da (14.2) a (14.4) devono essere soddisfatte anche con riferimento ai collegamenti trave-colonna considerando per $M_{b,Rd}$, $N_{b,Rd}$, $V_{b,Rd}$ le resistenze di progetto dei collegamenti. In tal caso, $M_{b,Rd}$ e $N_{b,Rd}$ dovrebbero essere valutati con riferimento allo scorrimento del dispositivo di attrito che equipaggia il collegamento.

15. COLONNE

- (1) In DC2, la resistenza e stabilità delle colonne deve essere verificata in compressione, flessione e taglio considerando la combinazione più sfavorevole di M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} dalle Formule (15.1) a (15.3):

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} \text{ " + " } \Omega N_{Ed,E} \quad (15.1)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} \text{ " + " } \Omega M_{Ed,E} \quad (15.2)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} \text{ " + " } \Omega V_{Ed,E} \quad (15.3)$$

dove:

- $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ e $V_{Ed,G}$ sono gli effetti delle azioni non sismiche nella situazione progettuale sismica;
 - $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ e $V_{Ed,E}$ sono gli effetti delle azioni sismiche di progetto;
 - Ω è il fattore di amplificazione dell’azione sismica;
 - “+” significa combinato con il segno + o - .
- (2) Il fattore di amplificazione dell’azione sismica deve essere assunto uguale a:
- $\Omega = 1.7$ in caso di telai a portale e ad un piano con sezioni di classe 1 e 2;
 - $\Omega = 2.0$ in caso di telai multipiano.
- (3) La resistenza e stabilità delle colonne in DC3 dovrebbe essere verificata con le Formule (15.4) e (15.5):

$$\sum M_{c.pl.Rd}(N_{Ed}) \geq \sum (\Omega_{rm} M_{slip.Rd} + s_h V_{Ed,M}) \quad (15.4)$$

dove:

- $\sum M_{c.pl.Rd}(N_{Ed})$ è la somma dei momenti resistenti di progetto della colonna secondo EN 1993-1-1:2004, 6.2.9.1, tenendo conto dello sforzo normale N_{Ed} ;
- Ω_{rm} è il fattore di sovraresistenza della zona dissipative dovuto alla variabilità casuale del coefficiente di attrito dei dispositivi che equipaggiano i collegamenti trave-colonna;
- s_h è la distanza tra la posizione del dispositivo ad attrito e l’asse della colonna.

- (4) Le colonne in DC3 dovrebbero essere progettate secondo la clausola 15(5) o secondo la Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico (TPMC) in riferimento all’Annesso C.
- (5) Le colonne in DC3 dovrebbero essere verificate in compressione, flessione e taglio sotto la combinazione più sfavorevole di N_{Ed} , M_{Ed} e V_{Ed} dati dalle Eqs. (15.5) a (15.7), dove Ω_d è il minimo valore $(M_{slip,Rd} - M_{Ed,G})/M_{Ed,E}$ di tutte i collegamenti in cui sono previste zone dissipative e $M_{Ed,G}$ è il momento dovuto alle azioni non sismiche.

$$N_{Ed} \leq N_{Ed,G} + \Omega_{rm} \Omega_d N_{Ed,E} \quad (15.5)$$

$$M_{Ed} \leq M_{Ed,G} + \Omega_{rm} \Omega_d M_{Ed,E} \quad (15.6)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Ed,G} + \Omega_{rm} \Omega_d V_{Ed,E} \quad (15.7)$$

- (6) Se è prevista una cerniera plastica nella colonna, la sua forza di taglio V_{Ed} di progetto dovrebbe soddisfare la Formula (15.8).

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{c,Rd} \quad (15.8)$$

dove $V_{c,Rd}$ è la resistenza di progetto della sezione trasversale della colonna secondo le EN 1993-1-1.

16. COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

- (1) Nei collegamenti trave-colonna dotati di dispositivi ad attrito, l’azione mutua tra la trave e la soletta in calcestruzzo deve essere impedita utilizzando le misure specificate al punto 12.8.6.2.3 del EN 1998-1-2.
- (2) I collegamenti trave-colonna dotati di dispositivi ad attrito dovrebbero essere progettati come collegamenti dissipativi a parziale ripristino di resistenza che possono essere utilizzati sia per le strutture in DC2 che in DC3, se a) e b) sono soddisfatte:
- la capacità di rotazione dei collegamenti è coerente con le deformazioni globali;
 - la resistenza e la stabilità degli elementi che circondano i collegamenti devono essere verificate allo stato limite DS;
- (3) la regola in a) dovrebbe essere soddisfatta se le asole dei bulloni precaricati del dispositivo di attrito che equipaggiano i collegamenti sono progettati per assicurare una corsa massima coerente con le deformazioni globali previste in funzione della classe di duttilità della struttura.
- (4) Il trasferimento delle forze dalle travi alle colonne deve essere conforme alla EN 1993-1-8:2004.
- (5) I pannelli d’anima della colonna devono soddisfare l’Eq. (16.1):

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd} \quad (16.1)$$

dove:

- $V_{wp,Ed}$ è la forza di taglio di progetto nel pannello d’anima dovuto agli effetti dell’azione, tenendo conto della resistenza a flessione di scorrimento delle zone dissipative adiacenti alle connessioni;
- $V_{wp,Rd}$ è la resistenza a taglio nel pannello d’anima.

- (6) I pannelli d’anima dovrebbero soddisfare l’Eq. (16.2):

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wb,Rd} \quad (16.2)$$

dove $V_{wb,Rd}$ è la resistenza all’instabilità a taglio del pannello d’anima.

- (7) Nei telai in DC3, lo spessore totale t dovrebbe soddisfare l’Eq. (16.3):

$$t = t_w + t_{swp} \geq \frac{[(d_b - 2t_{bf}) + (d_c - 2t_{cf})]}{90} \quad (16.3)$$

dove:

- d_b è la profondità della trave connessa più profonda;
- t_{bf} è lo spessore della flangia della trave connessa più profonda;
- d_c è la profondità della sezione della colonna;
- t_{cf} è lo spessore della flangia della colonna;
- t_w è lo spessore dell’anima di un profilo in acciaio;
- t_{swp} è lo spessore di un piatto d’anima supplementare.

Se l’Eq. (16.3) è soddisfatta, la condizione data dall’Eq. (16.2) può ritenersi soddisfatta.

- (8) I collegamenti trave-colonna dotati di dispositivi ad attrito dovrebbero essere progettati in modo da garantire che non si verifichino scorrimenti sotto le combinazioni di carico corrispondenti ai requisiti di esercizio.
- (9) Il requisito di prestazione al punto 16(8) si considera soddisfatto a condizione che sia soddisfatta la seguente relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{slip.Rd} \quad (16.4)$$

dove:

- M_{Ed} è il momento flettente massimo che si verifica nella connessione sotto la combinazione di carico più gravosa tra:
 - a) la combinazione di carico gravitazionale (combinazione di carichi permanenti e carichi variabili a SLU);
 - b) le combinazioni di carico del vento (combinazioni di carichi permanenti, carichi del vento e altri carichi variabili);
 - c) combinazioni di carico sismico per requisiti di esercizio, ovvero combinazioni dei carichi gravitazionali con l’azione sismica corrispondente allo stato Limite di Danno (LD) o di Piena Operatività (PO) da essere concordato con il committente.
- $M_{slip.Rd}$ è il momento resistente di progetto corrispondente allo scorrimento del dispositivo ad attrito che equipaggia la connessione, dato da:

$$M_{slip.Rd} = \frac{\mu_{s.lower} n_b n_s F_{p,lt} h_t}{\gamma_{Mf}} \quad (16.5)$$

dove n_b è il numero di bulloni, n_s è il numero di superfici di contatto, $F_{p,lt}$ è il valore a lungo termine del precarico del bullone dovuto al serraggio, h_t è il braccio di leva, $\mu_{s.lower}$ è il frattile al 5% del coefficiente di attrito statico delle superfici di contatto come influenzato dal processo di rivestimento e γ_{Mf} è il fattore di sicurezza parziale.

In caso di dispositivi FREEDAM, i cui piatti di attrito sono rivestiti con materiale M4, possono essere utilizzati i valori $\mu_{s.lower} = 0.69$ e $\gamma_{Mf} = 1.162$. Per diversi rivestimenti, devono essere effettuate prove sperimentali specifiche per stabilire il valore di progetto del coefficiente di attrito.

- (10) I collegamenti trave-colonna dotati di dispositivi ad attrito dovrebbero essere progettati per assicurare un’adeguata resistenza a flessione e capacità di dissipazione dell’energia contro eventi sismici rari e molto rari.
- (11) Il requisito di prestazione definito al punto 16(10) si considera soddisfatto a condizione che le clausole da 16(12) a 16(14) siano rispettate.
- (12) Un’adeguata resistenza flessionale dei collegamenti trave-colonna dotati di dispositivi ad attrito dovrebbe essere assicurata soddisfacendo la seguente relazione:

$$M_{Ed} \leq \Omega_{dyn} M_{slip.Rd} \quad (16.6)$$

dove:

- M_{Ed} è il momento flettente massimo che si verifica nella connessione sotto le combinazioni di carico sismico per stati limite ultimi, ovvero combinazioni dei carichi gravitazionali con l’azione sismica corrispondente allo stato limite di Danno Significativo (DS).
- $\Omega_{dyn} M_{slip.Rd}$ è il momento resistente di Progetto per lo stato limite di danno significativo corrispondente allo scorrimento del dispositivo ad attrito che equipaggia la connessione. Il valore $\Omega_{dyn} = 1.00$ è valido per il materiale M4 usato per il rivestimento dei piatti ad attrito dei dispositivi FREEDAM. Per rivestimenti diversi devono essere effettuate prove sperimentali specifiche.

(13) La corsa dei dispositivi ad attrito che equipaggiano i collegamenti trave-colonna dovrebbe essere progettata per fornire una rotazione pseudo-plastica θ_p non inferiore a:

- 0,03 rad in DC3;
- 0,02 rad in DC2.

Nota: Al fine di tener conto delle tolleranze di fabbricazione e di costruzione, la corsa effettiva dei dispositivi ad attrito dovrebbe essere dimensionata aumentando i valori sopra riportati di 0,01 rad.

(14) La Clausola A4.1(6) dell’Annesso A fornisce il protocollo di carico.

(15) I criteri di accettazione per le prove sperimentali dedicate al dispositivo ad attrito sono riportati nell’Annesso A.

(16) Non sono richieste prove sperimentali se si utilizzano connessioni prequalificate, perché queste connessioni garantiscono la capacità di rotazione richiesta θ_p e la resistenza allo scorrimento di progetto.

(17) Devono essere applicati criteri di gerarchia a livello di componente per assicurare che lo scorrimento del dispositivo ad attrito sia il componente del giunto più debole, agendo come componente dissipativo.

(18) Le componenti non dissipative della connessione devono essere progettate per rimanere nel range elastico e, quindi, devono essere progettate per resistere alle forze massime che la componente dissipativa è in grado di trasmettere.

(19) I requisiti di prestazione per i componenti del collegamento non dissipativi, come definiti nella clausola 16(20) si considerano soddisfatti se la forza massima trasmessa dal dispositivo ad attrito, $F_{slip.max.Cd}$, ai componenti del collegamento non dissipativi è valutata come:

$$F_{slip.max.Cd} = \Omega_{Cd} \frac{\mu_{s.lower} n_b n_s F_{p,lt}}{\gamma_{Mf}} \quad (16.7)$$

dove Ω_{Cd} è un fattore di sovraresistenza che tiene conto della aleatorietà del coefficiente di attrito, come influenzato dal processo di rivestimento dei piatti di attrito, e del livello di affidabilità fissato per il raggiungimento dell’obiettivo progettuale.

(20) Nel caso di dispositivi FREEDAM, può essere adottato il fattore di sovraresistenza $\Omega_{Cd} = 1.56$ per i criteri di gerarchia locale. Nel caso di piatti ad attrito con rivestimento diverso, devono essere effettuate prove sperimentali specifiche.

17. GIUNTI DI BASE DELLA COLONNA

- (1) I collegamenti alla base della colonna devono essere progettati secondo le disposizioni della EN 1998-1-2.

18. REQUISITI PER I DISPOSITIVI AD ATTRITO

18.1 Preparazione delle superfici di contatto dei piatti di attrito

- (1) L'area delle superfici di contatto dovrebbe essere assunta uguale all'area degli elementi della piastra che costituiscono i piatti ad attrito. Le superfici di contatto dovrebbero essere preparate per garantire il fattore di scorrimento richiesto secondo un intervallo di comportamento specifico che deve essere generalmente determinato mediante prove come specificato nell'annesso A.
- (2) Le seguenti precauzioni dovrebbero essere prese prima del montaggio:
 - a) le superfici di contatto dovrebbero essere prive di qualsiasi contaminante, come olio, sporco o vernice. Devono essere rimosse le sbavature che impedirebbero la solida sede delle parti di collegamento;
 - b) le superfici non rivestite dovrebbero essere liberate da tutti i residui di ruggine e altro materiale incoerente. Prestare attenzione a non danneggiare o levigare la superficie ruvida. Le aree non trattate attorno al perimetro del collegamento serrato devono essere lasciate non trattate fino al completamento dell'ispezione della connessione.
- (3) Il dispositivo ad attrito dovrebbe essere realizzato per fornire:
 - a) adeguata resistenza all'attrito per evitare qualsiasi scorrimento in condizioni di carico gravitazionale sia allo stato limite di esercizio (SLE) che allo stato limite ultimo (SLU);
 - b) un'adeguata resistenza all'attrito per evitare qualsiasi scorrimento sotto l'azione del vento a meno che non si desideri dissipare l'energia per determinati livelli di intensità dell'azione del vento. In questo caso va definita la velocità minima del vento per la quale si deve evitare lo scorrimento e, di conseguenza, deve essere specificata la corrispondente resistenza minima di attrito richiesta;
 - c) adeguata resistenza all'attrito per evitare qualsiasi scorrimento in presenza di azioni sismiche corrispondenti allo stato limite operativo (SLS);
 - d) prevenzione del collasso degli elementi a piastra costituenti il dispositivo ad attrito e dei componenti della connessione;
 - e) adeguata capacità di dissipazione di energia in condizioni di carico ciclico.
- (4) Adeguate informazioni riguardanti sia il coefficiente di attrito statico che il coefficiente di attrito dinamico dovrebbero essere fornite dal produttore.
- (5) La clausola precedente deve essere soddisfatta a condizione che siano dichiarati e assicurati i seguenti parametri:
 - Il limite superiore (frattile al 95%) del coefficiente di attrito statico;
 - Il limite inferiore (frattile al 5%) del coefficiente di attrito statico;
 - Il valore medio del coefficiente di attrito dinamico;
 - Il limite inferiore (frattile al 5%) del coefficiente di attrito dinamico.

18.2 Serraggio dei bulloni precaricati del dispositivo ad attrito

- (1) Il metodo della coppia torcente è il metodo preferito per il serraggio dei bulloni dei dispositivi FREEDAM. I bulloni devono essere serrati utilizzando una chiave dinamometrica che offra un range operativo adeguato.
- (2) La forza di precarico dovrebbe essere calcolata come:

$$F_{ap.c} = \gamma_{lt} \psi 0.70 f_{ub} A_s \quad (18.1)$$

dove $\gamma_{lt} \geq 1.0$ è un fattore che tiene conto delle perdite attese di precarico dei bulloni che si verificano durante il ciclo di vita della struttura, $\psi \leq 1.0$ è il fattore di riduzione del precarico dei bulloni da applicare per ridurre l'usura delle superfici di contatto e/o per prevenire fenomeni di “stick and slip”. L'Eq. (18.1) si applica con la limitazione $\gamma_{lt} \psi \leq 1.0$.

- In caso di dispositivi FREEDAM, il valore del fattore γ_{lt} che tiene conto delle perdite attese di precarico dei bulloni che si verificano durante il ciclo di vita della struttura è pari a 1.15 nel caso di piatti di attrito rivestiti con materiale M4;
 - Se $\gamma_{lt} \psi$ eccede 1.0, il livello di precarico a lungo termine che può essere effettivamente sfruttato, (vedi Eq. (18.2)) può essere opportunamente ridotto, cioè ψ può essere ridotto.
- (3) Si possono utilizzare valori ridotti, rispetto a quanto riportato al punto 18.2(5), del fattore γ_{lt} per tenere conto delle perdite di precarico del bullone a condizione che sia adottato il riserraggio del bullone dopo 24 ore. I valori ridotti devono essere specificati mediante prove sperimentali a lungo termine.
 - (4) In caso di dispositivi FREEDAM, il valore del fattore di riduzione del precarico del bullone ψ per ridurre l'usura delle superfici di contatto e/o per prevenire fenomeni di “stick and slip” dovrebbe essere $\psi \leq 1.00$ in caso di piatti di attrito rivestiti con materiale M4.
L'uso di un livello di precarico $\psi \geq 0.40$ è consigliato indipendentemente dal materiale di rivestimento.
 - (5) Il valore di progetto della forza di precarico a lungo termine necessaria per valutare la resistenza allo scorrimento del dispositivo ad attrito deve essere valutato come:

$$F_{p.lt} = \psi 0.70 f_{ub} A_s \leq \frac{F_{p.0}}{\gamma_{lt}} \quad (18.2)$$

dove $F_{p.0}$ è il valore iniziale.

- (6) Il valore di progetto della forza di precarico iniziale necessaria per valutare la coppia da applicare per il serraggio dei bulloni è dato da:

$$F_{p.0} = F_{ap.c} = \gamma_{lt} \psi 0.70 f_{ub} A_s \quad (18.3)$$

L'Eq. (18.3) si applica con la limitazione $\gamma_{lt} \psi \leq 1.0$.

- (7) I valori della coppia $M_{r,i}$ da utilizzare per ottenere la forza di precarico $F_{p.0}$ dovrebbero essere determinati per ogni tipo di combinazione di bullone e dado utilizzata da una delle seguenti opzioni:
 - a) valori basati sulla classe k dichiarati dal produttore degli elementi di fissaggio secondo le parti pertinenti della EN 14399:

$$M_{r.2} = \gamma_{lt} \psi k_m d F_{p.c.max} \quad \text{con } k_m \text{ per la classe K2} \quad (18.4)$$

- b) valori determinati secondo l'Allegato H della EN 1090-2:

$$M_{r.test} = M_m \quad (18.5)$$

con M_m determinato secondo la procedura relativa al metodo di serraggio da utilizzare.

L'Eq. (18.4) si applica con la limitazione $\gamma_{lt}\psi \leq 1.0$.

ANNESSE A

PROVE PER DETERMINARE LE PROPRIETA' TRIBOLOGICHE DEL FRICTION DAMPER

A.1 SCOPO

- (1) Lo scopo di questi test è quello di determinare il fattore di scorrimento per un particolare trattamento superficiale dei piatti ad attrito, spesso coinvolgendo un rivestimento superficiale.
Nota: Le disposizioni di cui al presente annesso non dovrebbero essere applicate nel caso di smorzatori di attrito le cui proprietà tribologiche sono già disponibili da prove sperimentali specifiche, a condizione che le superfici soggette a usura e il processo di rivestimento siano realizzati in modo coerente con i provini sottoposti a prova.
- (2) Le procedure di prova hanno lo scopo di garantire che si tenga conto della possibilità di deformazione viscosa della connessione.
- (3) La validità dei risultati delle prove per le superfici rivestite dovrebbe essere limitata ai casi in cui tutte le variabili significative sono simili a quelle dei provini sottoposti a prova.

A.2 VARIABILI SIGNIFICATIVE

- (1) Le seguenti variabili devono essere considerate significative nel risultato del test:
 - a) la composizione del rivestimento;
 - b) il trattamento superficiale e il trattamento degli strati primari in caso di sistemi multistrato, vedi A.3;
 - c) lo spessore massimo del rivestimento, vedi A.3;
 - d) la procedura di cura;
 - e) l'intervallo di tempo minimo tra l'applicazione del rivestimento e l'applicazione del carico alla connessione;
 - f) la classe del bullone, vedi A.6.

A.3 PROVINI DA TESTARE

- (1) I campioni sperimentali devono essere conformi ai dettagli dimensionali mostrati in Figura A.1.
- (2) Il materiale acciaio deve essere conforme alle EN 10025-2 a -6.
- (3) Le due piastre interne devono avere lo stesso spessore.
- (4) Le piastre devono avere bordi tagliati con precisione che non interferiscano con il contatto tra le superfici della piastra. Devono essere sufficientemente piatti da consentire alle superfici preparate di essere in contatto quando i bulloni sono stati precaricati conformemente al punto 6.4 del presente documento.
- (5) Il trattamento superficiale e il rivestimento specificati devono essere applicati alle superfici di contatto dei provini in modo coerente con l'applicazione strutturale prevista. Lo spessore medio del rivestimento sulla superficie di contatto dei provini deve essere almeno del 25 % più spesso dello spessore nominale specificato per l'uso nella struttura.
- (6) La procedura di stagionatura dovrebbe essere documentata, facendo riferimento alle raccomandazioni pubblicate o mediante la descrizione della procedura vera e propria.
- (7) L'intervallo di tempo (in ore) tra il rivestimento e il test dovrebbe essere registrato.

- (8) I bulloni devono essere serrati entro $\pm 5\%$ del precarico di progetto specificato, $F_{p,C}$, come specificato al punto 18.2 del presente documento, per le dimensioni e la classe del bullone utilizzato.

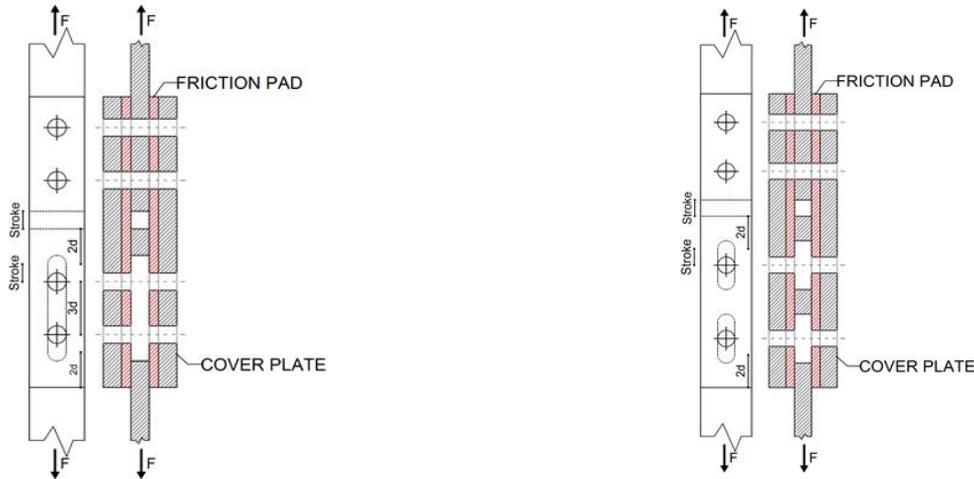


Figura A.1: Campioni per la valutazione del coefficiente di attrito: bulloni in un unico foro asolato (a sinistra) – bulloni in fori asolati separati (a destra)

- (9) Il precarico nei bulloni deve essere misurato direttamente con apparecchiature che abbiano un'accuratezza del $\pm 4\%$.
- (10) È inoltre necessario stimare le perdite di precarico dei bulloni nel tempo.
- (11) I precarichi dei bulloni in ciascun provino devono essere misurati appena prima della prova e, se necessario, i bulloni devono essere riserrati con una precisione del $\pm 5\%$.

A.4 PROCEDURA DI PROVA PER LA VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E VALUTAZIONE DEI RISULTATI

A.4.1 Procedura di prova per la valutazione del coefficiente di attrito

- (1) Le prove sperimentali devono essere effettuate sotto controllo di spostamento. Il rapporto carico-scorrimento deve essere registrato. Lo scorrimento deve essere preso come spostamento relativo tra i punti adiacenti su una piastra interna e una piastra esterna, nella direzione del carico applicato. Dovrebbe essere misurato separatamente per ciascuna estremità del campione. Per ciascuna estremità, lo scorrimento deve essere preso come la media degli spostamenti su entrambi i lati del campione.
- (2) Un numero totale di sedici campioni dovrebbe essere testato come minimo.
- (3) Dieci prove devono essere condotte a bassa velocità (velocità massima $\leq 5\text{ mm/s}$). Se la deviazione standard $\sigma_{\mu,s}$ risultante dai dieci valori del coefficiente di attrito statico eccede l'8% del valore medio, vanno testati ulteriori provini. Il numero totale di provette (comprese le dieci) è determinato a partire da:

$$n \geq 2(s/3.5)^2 \quad (\text{A.1})$$

dove n è il numero di provini; s è la deviazione standard rispetto ai primi dieci campioni espressa in percentuale del valore medio (per $s = 8$, esso fornisce $n = 10$).

Nota: I risultati delle prove sperimentali esistenti possono essere utilizzati per definire le proprietà di progettazione dell'interfaccia ad attrito conformemente al presente allegato, a condizione che siano eseguite almeno tre prove a bassa velocità per la produzione di specifiche

connessioni ad attrito. I risultati delle prove devono dimostrare la coerenza con i dati sperimentali già disponibili.

- (4) Per le prove ad alta velocità devono essere utilizzate tre provette supplementari (50 mm/s; 100 mm/s; 150 mm/s). Infine, per le prove a lungo termine devono essere utilizzate due provette supplementari.

Nota: Questa clausola non si applica nel caso di smorzatori di attrito le cui proprietà tribologiche sono già disponibili da prove sperimentali specifiche, a condizione che le superfici soggette a usura e il processo di rivestimento siano realizzati in modo coerente con i campioni testati.

- (5) Il protocollo di carico deve essere coerente con l'applicazione strutturale dei dispositivi ad attrito.
- (6) Il punto (5) deve essere soddisfatti a condizione che il protocollo di carico sia derivato a partire dal protocollo di carico della connessione in termini di richiesta di rotazione prevista. Le prove cicliche qualificanti del momento del collegamento trave-colonna devono essere condotte controllando la richiesta di rotazione, θ , imposta al provino, come specificato di seguito:
- 6 cicli a $\theta = 0.00375$ rad
 - 6 cicli a $\theta = 0.005$ rad
 - 6 cicli a $\theta = 0.0075$ rad
 - 4 cicli a $\theta = 0.01$ rad
 - 2 cicli a $\theta = 0.015$ rad
 - 2 cicli a $\theta = 0.02$ rad
 - 2 cicli a $\theta = 0.03$ rad
 - 2 cicli a $\theta = 0.04$ rad

Si può continuare con dei cicli con $\theta = 0.01$ rad, con due cicli di carico ad ogni step.

- (7) Il protocollo di carico in termini di spostamenti assiali dello smorzatore di attrito, riportato al punto (6), deve essere derivato moltiplicando la domanda di rotazione, come specificato da a) a h), per il braccio di leva massimo del collegamento di tipo FREEDAM che deve essere dotato del dispositivo ad attrito provato.
- (8) Il protocollo di carico deve essere interrotto prima del verificarsi dello stato limite di fine corsa relativo alla lunghezza dell'asola dei bulloni del dispositivo ad attrito.

A.4.2 Valutazione dei risultati dei test ciclici

- Il comportamento forza/spostamento sotto l'azione ciclica corrispondente al protocollo di carico definito in A.4.1 deve essere registrato in maniera continua.
- La risposta del dispositivo durante il primo semi-ciclo deve essere utilizzata per definire i valori del coefficiente di attrito statico. A questo scopo, il primo semi-ciclo viene eseguito con una velocità non superiore a 0.00125 mm/s.
- Il carico statico di scorrimento $F_{slip,s}$ per il singolo provino deve essere definito come il valore del carico al quale corrisponde uno scorrimento di 0.15 mm. Pertanto, dieci valori del carico di scorrimento statico sono ottenuti dai test a bassa velocità.
- I singoli valori del coefficiente di attrito statico sono determinati in base a A.6.
- Il valore limite inferiore del coefficiente di attrito statico effettivo $\mu_{s,k,lower}$, valutato in accordo con A.6, deve essere utilizzato per definire la resistenza di progetto per le combinazioni di carico gravitazionale e agli stati limite di servizio.

- (6) Valore limite superiore del coefficiente di attrito statico effettivo $\mu_{s.k.upper}$, valutato in accordo al A.6, should be used for the application of hierarchy criteria needed to control non-dissipative components of both the friction device and the beam-to-column connection.
- (7) Il coefficiente di attrito dinamico effettivo $\bar{\mu}_{d.k.lower}$ da utilizzare per combinazioni di carico sismico deve essere valutato in base a A.6.
- (8) Il valore di $\mu_{d.k.lower}(\delta_{cd})$ del coefficiente di attrito effettivo caratteristico che si verifica quando lo spostamento cumulato di progetto δ_{cd} è raggiunto deve essere valutato.
- (9) Il dispositivo ad attrito può essere accettato a patto che la differenza tra $\mu_{d.k.lower}(\delta_{cd})$ e $\bar{\mu}_{d.k.lower}$ è meno del 20%.
- (10) Il coefficiente di attrito dinamico effettivo $\bar{\mu}_{d.m}$ che deve essere utilizzato per la valutazione delle performances può essere valutato in accordo con il punto A.6.
- (11) I fattori di scorrimento determinati mediante prove ad alta velocità, indipendentemente dalla velocità, dovrebbero trovarsi all'interno dell'intervallo identificato dal frattile al 5% e al 95% del coefficiente di attrito statico.

A.4.3 Prove a lungo termine e valutazione dei risultati

- (1) Il provino sottoposto a prova di scorrimento deve essere caricato con un carico specifico pari alla resistenza ad attrito valutata per un livello di precarico pari a $F_{p.lt}$, come riportato in Eq. (18.2), con un coefficiente di attrito statico pari al 5% del frattile valutato sui primi dieci campioni (vedi A.6).
- (2) Il livello di serraggio dei bulloni da adottare nelle prove di scorrimento deve essere valutato in base a 7.4.1. Se per tale campione lo scorrimento ritardato, cioè la differenza tra lo scorrimento registrato a cinque minuti e tre ore dopo l'applicazione del pieno carico, non supera 0,002 mm, il carico di scorrimento deve essere determinato come $F_{slip.s.lower}$. Se lo scorrimento ritardato supera i 0,002 mm si farà riferimento alla prova di scorrimento esteso effettuata secondo A.5.

A.5 PROCEDURA DI PROVA A LUNGO TERMINE

- (1) Almeno tre provini dovrebbero essere sottoposti ad una procedura di prova a lungo termine estesa.
- (2) Un carico specifico deve essere applicato al provino il cui valore deve essere determinato in modo da tenere conto sia del risultato della prova di scorrimento effettuata in A.4 sia del valore di progetto del fattore di scorrimento proposto per l'uso nell'applicazione strutturale.
- (3) Se il trattamento superficiale appartiene ad una classe specifica, un carico corrispondente al fattore di scorrimento per tale classe può essere preso secondo la tabella di cui al punto A.6.
- (4) Una curva “spostamento-tempo in scala logaritmica” dovrebbe essere plottata per dimostrare che il carico determinato utilizzando il fattore di scorrimento proposto non causi spostamenti più grandi di 0.3 mm durante la vita di progetto della struttura, stimata a 50 anni se non specificato in maniera diversa altrove.
- (5) La curva “spostamento-tempo in scala logaritmica” può essere estrapolata in maniera lineare laddove la tangente può essere determinata con sufficiente accuratezza.

A.6 ANALISI DEI RISULTATI DELLE PROVE

- (1) La forza di scorrimento statica $F_{slip.s.i}$ per un singolo provino è definite come il carico a cui avviene uno scorrimento di 0.15 mm. Il singolo valore del coefficiente di attrito statico effettivo può essere determinato come segue:

$$\mu_i = \frac{F_{slip.s.i}}{n_b n_s F_{p.C}} \quad (A.2)$$

dove $F_{slip.s.i}$ è il valore individuale del carico di scorrimento statico per il provino i-esimo; n_b è il numero di bulloni ($n_b = 2$), n_s è il numero di superfici a contatto ($n_s = 2$) e $F_{p.C}$ è la forza di precarico di progetto.

- (2) Il valore medio $m_{F.slip.s}$ e la sua deviazione standard $\sigma_{F.slip.s}$ sono determinate come segue:

$$m_{F.slip.s} = \frac{\sum F_{slip.s.i}}{n} \quad (A.3)$$

$$\sigma_{F.slip.s} = \sqrt{\frac{\sum (F_{slip.s.i} - m_{F.slip.s})^2}{n - 1}} \quad (A.4)$$

- (3) Il valore medio del coefficiente di attrito statico effettivo $\mu_{s.m}$ e la sua deviazione standard $\sigma_{\mu.s}$ sono determinate come segue:

$$m_{\mu.s} = \frac{\sum \mu_{s.i}}{n} \quad (A.5)$$

$$\sigma_{\mu.s} = \sqrt{\frac{\sum (\mu_{s.i} - m_{\mu.s})^2}{n - 1}} \quad (A.6)$$

- (4) Il valore limite inferiore del coefficiente di attrito statico $\mu_{s.k.lower}$ deve essere selezionato come il frattile al 5% con un livello di confidenza del 75%. Per 10 valori, $n = 10$, Il valore caratteristico può essere considerato come valore medio meno 2.05 volte la deviazione standard.
- (5) Il valore limite superiore del coefficiente di attrito statico $\mu_{s.k.upper}$ dovrebbe essere preso come il frattile al 95% con un livello di confidenza del 75%. Per dieci valori, $n = 10$, il valore caratteristico può essere considerato come valore medio più 2.05 volte la deviazione standard.
- (6) A causa del degrado dovuto all'usura della superficie di contatto e alla progressiva perdita del precarico dei bulloni sotto carichi ciclici, il carico di scorrimento dinamico $F_{slip.d}$ è una funzione dello spostamento cumulato (cioè della distanza percorsa). Per quanto riguarda l'i-esimo campione, il valore corrispondente del coefficiente di attrito dinamico effettivo è dato da:

$$\mu_{d.i} = \mu_{d.i}(\delta_c) = \frac{F_{slip.d.i}}{n_b n_s F_{p.C}} \quad (A.7)$$

è anche una funzione dello spostamento cumulato δ_c (cioè la distanza percorsa).

- (7) L'Eq. (A.7) può essere continuamente applicata per $\delta_c \geq 0.15 \text{ mm}$. Il valore medio corrispondente e la deviazione standard sono dati da:

$$m_{\mu.d} = m_{\mu.d}(\delta_c) = \frac{\sum \mu_{d.i}}{n} \quad (A.8)$$

$$\sigma_{\mu.d} = \sigma_{\mu.d}(\delta_c) = \sqrt{\frac{\sum (\mu_{d.i} - m_{\mu.d})^2}{n - 1}} \quad (A.9)$$

Eq. (A.8) e Eq. (A.9) devono essere applicate continuamente in funzione dello spostamento cumulato δ_c ($\delta_c \geq 0.15 \text{ mm}$). Il valore limite inferiore del coefficiente di attrito dinamico $\mu_{d.k.lower}$ è valutato (valore medio meno 2.05 volte la deviazione standard) in funzione dello spostamento cumulato. Inoltre, $\mu_{d.k.lower}$ è una funzione dello spostamento cumulato δ_c .

Le prestazioni di progetto del dispositivo ad attrito devono essere stabilite facendo riferimento allo spostamento cumulato corrispondente alla classe di duttilità richiesta della struttura.

- (8) Per la classe di duttilità media, il valore di progetto dello spostamento cumulato $\delta_{c,d}$ è uguale a quello risultante dall'applicazione del protocollo di carico indicato in A4.1 fino alla fine del secondo ciclo corrispondente a $\theta = 0.02$ rad.
- (9) Per la classe di duttilità alta, il valore di progetto dello spostamento cumulato $\delta_{c,d}$ è uguale a quello risultante dall'applicazione del protocollo di carico indicato in A4.1 fino alla fine del secondo ciclo corrispondente a $\theta = 0.04$ rad.
- (10) Il valore medio del coefficiente di attrito dinamico effettivo $\bar{\mu}_{d,k.lower}$ da utilizzare per combinazioni di carico sismico è il valore medio di $\mu_{d,k.lower}$ valutato all'interno dell'intero intervallo di spostamento cumulato, in quanto dipendente dalla classe di duttilità della struttura, come segue:

$$\bar{\mu}_{d,k.lower} = \frac{\int_0^{\delta_{c,d}} \mu_{d,k.lower}(\delta_c) d\delta_c}{\delta_{c,d}} \quad (A.10)$$

- (11) Il valore medio del coefficiente di attrito dinamico effettivo $\bar{\mu}_{d,m}$ da utilizzare per la valutazione delle prestazioni sismiche è il valore medio di $m_{\mu,d}$ valutato all'interno dell'intero intervallo di spostamento cumulato, in quanto dipendente dalla classe di duttilità della struttura, come segue:

$$\bar{\mu}_{d,m} = \frac{\int_0^{\delta_{c,d}} m_{\mu,d}(\delta_c) d\delta_c}{\delta_{c,d}} \quad (A.11)$$

- (12) Il valore $\mu_{d,k.lower}(\delta_{cd})$ del coefficiente di attrito effettivo caratteristico che si verifica quando si raggiunge lo spostamento cumulato di progetto δ_{cd} è il parametro che si può adottare come criterio di progetto.
- (13) La differenza tra $\mu_{d,k.lower}(\delta_{cd})$ e $\bar{\mu}_{d,k.lower}$ deve essere inferiore di 20%.
- (14) Se è richiesta una prova di scorrimento estesa, il fattore di scorrimento nominale può essere considerato come il valore dimostrato per soddisfare il limite di scorrimento specificato, vedere A.5.
- (15) Se richiesto, il trattamento superficiale deve essere assegnato alle classi di superfici ad attrito rilevanti (Tabella A.1) come segue, in base al valore limite inferiore caratteristico del fattore di scorrimento $\mu_{s,ki}$ determinato in A.4 o A.5 dove rilevante.

Tabella A.1: Classi di superfici ad attrito

Classe A	$\mu_{s,ki} \geq 0.50$
Classe B	$0.40 \leq \mu_{s,ki} < 0.50$
Classe C	$0.30 \leq \mu_{s,ki} < 0.40$
Classe D	$0.20 \leq \mu_{s,ki} < 0.30$

ANNESSE B

TEST DI CALIBRAZIONE PER IL SERRAGGIO DEI BULLONI A UN LIVELLO INFERIORE DI PRECARICO

B.1 SCOPO

- (1) Il presente annesso specifica una prova di serraggio destinata a calibrare gruppi di bullonature ad alta resistenza per un livello di precarico inferiore al valore massimo $F_{p.c.max}$.
- (2) Lo scopo del test è determinare i parametri necessari per garantire che il precarico richiesto sia ottenuto in modo affidabile con il metodo della coppia di serraggio.

B.2 SIMBOLI E UNITA'

- (1) Nel presente Annesso è utilizzata la seguente notazione.
 - $F_{ap.c}$ preserraggio richiesto, (kN)
 - M_i valore individuale della coppia torcente relative a $F_{ap.c}$ (Nm)
 - M_m valori medi di M_i , (Nm)
 - S_M deviazione standard stimata dei valori di M_i , (Nm)
 - V_M coefficiente di variazione dei valori di M_i

B.3 PRINCIPIO DEI TEST

- (1) La prova deve misurare i seguenti parametri durante il serraggio:
 - La forza nel bullone.
 - Il momento torcente.

B.4 APPARATO DI PROVA

- (1) Il dispositivo di misurazione della forza del bullone può essere in base a EN 14399-2, o un dispositivo meccanico o idraulico come una cella di carico, a condizione che l'accuratezza del dispositivo di misurazione della forza del bullone soddisfi i requisiti indicati in Tabella B.1.
- (2) Il dispositivo di misurazione della forza del bullone deve essere calibrato almeno una volta all'anno (o più frequentemente se raccomandato dal produttore dell'apparecchiatura) da un'autorità di prova riconosciuta.
- (3) La chiave dinamometrica da utilizzare per la prova è una di quelle da utilizzare nell'assemblaggio dei componenti dei dispositivi ad attrito. Essi devono offrire un intervallo di funzionamento adeguato.
- (4) Possono essere utilizzate chiavi a mano o elettriche, ad eccezione delle chiavi a percussione. I requisiti di precisione per le chiavi sono indicati nella tabella B.1.
- (5) La chiave dinamometrica deve essere calibrata almeno una volta all'anno (o più frequentemente se raccomandato dal produttore).

B.5 ASSEMBLAGGIO DEL TEST

- (1) Prove separate devono essere effettuate su campioni rappresentativi di ciascun lotto di gruppi di elementi di fissaggio. Gli assemblaggi di prova dovrebbero essere scelti in modo che tutti gli aspetti rilevanti siano simili.

- (2) Le prestazioni della lubrificazione possono variare se i gruppi di prova vengono conservati per un lungo periodo.
- (3) Gli assemblaggi rappresentativi dovrebbero essere costituiti da diversi bulloni, dadi e rondelle di ciascun lotto di ispezione. Gli insiemi utilizzati per le prove non devono essere riutilizzati per prove supplementari o nella struttura.

B.6 SETUP DI PROVA

- (1) Secondo l'allegato H della norma EN 1090-2, la configurazione della prova può includere spessori necessari per adattarsi al dispositivo di misurazione e gli assemblaggi di prova e le imbottiture devono essere posizionati in modo tale che:
 - la composizione dell'assemblaggio è simile a quella utilizzata nella pratica;
 - una rondella smussata o un'imbottitura smussata vengono posizionati sotto la testa del bullone;
 - una rondella viene posizionata sotto il dado quando il dado verrà ruotato durante il serraggio;
 - la lunghezza del morsetto, comprese le imbottiture e le rondelle, è il minimo consentito nella pertinente norma del prodotto.

B.7 PROCEDURA DI PROVA

- (1) Il metodo utilizzato per il serraggio durante la prova deve essere lo stesso utilizzato in officina per l'assemblaggio dei componenti del dispositivo ad attrito. La base della calibrazione è registrare i valori di coppia M_i necessari per raggiungere la tensione di precarico fissata nel bullone, $F_{ap.C}$.
- (2) Le prove devono essere effettuate in laboratorio in condizioni adeguate.
- (3) Devono essere effettuate misurazioni sufficienti della coppia e della corrispondente tensione nel bullone per consentire la valutazione dei risultati della prova in base a B.8.
- (4) Né la parte fissa né la rondella sotto la parte tornita devono ruotare durante la prova.
- (5) Quando è possibile, si raccomanda di misurare continuamente la coppia applicata e il corrispondente precarico del bullone, la prova deve essere terminata quando la forza del bullone supera $1.10 F_{ap.C}$.

B.8 VALUTAZIONE DEI RISULTATI DEL TEST

- (1) I criteri per l'accettazione del valore della coppia per il metodo della coppia torcente sono indicati nella tabella B.1.

Tabella B.1: Valore massimo di V_M per il metodo della coppia torcente

Numero di test n	5	6	8
V_M	0.04	0.05	0.06
Condizioni dell'apparecchiatura di prova richieste: incertezza del dispositivo che misura la tensione del bullone $\pm 2 \%$, errore di ripetibilità $\pm 1 \%$, precisione della chiave dinamometrica calibrata $\pm 4 \%$, errore di ripetibilità $\pm 1 \%$.			

dove:

$$M_m = \frac{\sum M_i}{n} \quad \sigma_M = \sqrt{\frac{\sum (M_i - M_m)^2}{n - 1}} \quad V_M = \frac{\sigma_M}{M_m} \quad (\text{B.1})$$

B.9 REPORT DI PROVA

(1) Le seguenti informazioni minime dovrebbero essere incluse nel rapporto di prova:

- data della prova;
- numero di identificazione del lotto di assemblaggio o del lotto di assemblaggio esteso;
- numero di assemblaggi testati;
- designazione degli elementi di fissaggio;
- marcatura di bulloni, dadi e rondelle;
- condizioni di rivestimento o finitura superficiale e lubrificazione; se pertinente, descrizione delle alterazioni delle superfici dovute all'esposizione;
- lunghezza degli aggrappaggi di prova;
- dettagli della configurazione di prova e dei dispositivi utilizzati per misurare la tensione e la coppia;
- osservazioni relative all'esecuzione delle prove;
- risultato delle prove ai sensi del presente allegato;
- specifiche per il precarico degli elementi di fissaggio relativi all'ispezione del lotto testato;
- certificati di taratura per chiavi dinamometriche e misuratori di forza calibrati.

Il report di prova deve essere firmato e datato.

ANNESSE C:

CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLA TPMC PER LE CLASSI DI DUTTILITA' DC2 E DC3

C.1 SCOPO

- (1) Il presente Annesso fornisce le regole per il progetto delle sezioni delle colonne per telai sismo-resistenti nelle classi di duttilità DC2 e DC3 sfruttando la Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico (TPMC).
- (2) Il comportamento delle connessioni trave-colonna dotate di dispositivi ad attrito dovrebbe essere tenuto in considerazione nel processo di progettazione considerando un comportamento rigido-perfettamente plastico delle zone dissipative.
- (3) Il comportamento “pseudo-plastico” è da considerarsi equivalente al comportamento risultante dallo scorrimento dei collegamenti.
- (4) Secondo la clausola C.1(3) l'analisi rigido-plastica può essere effettuata considerando un momento plastico pari al momento flettente che porta allo scorrimento dei dispositivi ad attrito che dà luogo ad una richiesta di rotazione “pseudo-plastica”.
- (5) La clausola C.1(2) è valida a condizione che le richieste di rotazione plastica previste siano compatibili con la lunghezza delle asole dei bulloni che competono al dispositivo ad attrito.

C.2 PROGETTO DELLE COLONNE AL PRIMO PIANO

- (1) Le sezioni delle colonne del primo piano dovrebbero essere progettate per soddisfare la seguente relazione sia in DC2 che in DC3:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1} \geq \frac{\sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} W_{d.jk} + (\gamma_1^{(3)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k}{2 \frac{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k}{h_1 \sum_{k=1}^{n_s} F_k} - 1} \quad (C.1)$$

dove:

- n_b è il numero di campate;
- n_c è il numero di colonne;
- n_s è il numero di piani;
- $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1}$ è la somma dei momenti plastici, ridotti per la contemporanea azione dello sforzo normale, delle colonne al primo piano;
- F_k è la forza sismica applicata al k-esimo piano;
- h_k è l'altezza del k-esimo piano valutata rispetto al livello di fondazione;
- δ_u è il valore di progetto dello spostamento ultimo plastico orizzontale all'ultimo piano che dovrebbe essere assunto pari a $0.03 h_{n_s}$;
- $\gamma^{(g)}$ è la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo corrispondente al meccanismo globale, cioè un meccanismo in cui tutti i collegamenti trave-colonna sono soggetti a scorrimento e tutte le colonne del primo piano sono soggette alla plasticizzazione alla base, data da:

$$\gamma^{(g)} = \frac{1}{h_{n_s}} \frac{\sum_{k=1}^{n_s} V_k h_k}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k} \quad (C.2)$$

dove V_k è il carico gravitazionale totale agente al k-esimo piano nella combinazione di carico sismico;

- $\gamma_1^{(3)}$ è la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo corrispondente al meccanismo di piano al primo piano, data da

$$\gamma_1^{(3)} = \frac{1}{h_1} \frac{\sum_{k=1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k} \quad (C.3)$$

- $W_{d,jk}$ è il lavoro interno dovuto alle zone dissipative, cioè dovute allo scorrimento del collegamento trave-colonna, che si verifica alla j-esima campata del k-esimo piano, valutato per una rotazione unitaria delle cerniere plastiche nelle colonne.

C.3 PROGETTO DELLE COLONNE AI PIANI SUPERIORI

- (1) Le sezioni delle colonne appartenenti all' i_m -esimo piano (con $i_m = 2, 3, \dots, n_s$) dovrebbero essere progettate per soddisfare le seguenti relazioni:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(1)} \geq (\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(1)} \delta_u) \left(\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{i_m} F_k \right) - \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i.1}^* - \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} W_{d,jk} \quad (C.4)$$

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(2)} \geq (\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(2)} \delta_u) - \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1}) - \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} W_{d,jk} \quad (C.5)$$

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(3)} \geq (\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(3)} \delta_u) \frac{(h_{i_m} - h_{i_m-1})}{2} \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k \quad (C.6)$$

dove:

- $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i.1}^*$ è la somma dei momenti plastici, ridotti per la contemporanea azione dello sforzo normale, dei pilastri del primo piano valutati dopo la scelta dei profili da sagomario per soddisfare l'Eq. (C.1).
- $\alpha^{(g)} = \alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u$ è il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali sismiche corrispondenti allo spostamento ultimo di progetto δ_u sulla curva di equilibrio del meccanismo del meccanismo globale;
- $\alpha_0^{(g)}$ è il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali sismiche corrispondenti al meccanismo globale e valutato secondo l'analisi rigido-plastica del primo ordine;
- $\gamma^{(g)}$ è la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo corrispondente al meccanismo globale, valutata secondo l'Eq. (C.2);
- $\gamma_{i_m}^{(1)}$ è la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo corrispondente all' i_m -esimo meccanismo parziale che coinvolge i_m -piano a partire dalla base, data da:

$$\gamma_{i_m}^{(1)} = \frac{1}{h_{i_m}} \frac{\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{i_m} F_k} \quad (C.7)$$

- $\gamma_{i_m}^{(2)}$ è la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo corrispondente al meccanismo parziale che coinvolge i piani in corrispondenza e al di sopra del i_m -esimo piano, data da:

$$\gamma_{i_m}^{(2)} = \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_{m-1}}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k (h_k - h_{i_{m-1}})}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_{m-1}})} \quad (C.8)$$

- $\gamma_{i_m}^{(3)}$ è la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo corrispondente al meccanismo di piano che si innesca all' i_m -esimo piano, data da:

$$\gamma_{i_m}^{(3)} = \frac{1}{h_{i_m} - h_{i_{m-1}}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \quad (C.9)$$

(2) La clausola C.3.(1) deve essere soddisfatta assicurando che:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m} \geq \max \left\{ \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(1)} ; \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(2)} ; \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(3)} \right\} \quad (C.10)$$

dove:

- $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}$ è la somma dei momenti plastici, ridotti per la contemporanea azione dello sforzo normale, valutati per l' i_m -esimo piano.
- Per DC2 è necessaria solo l'Eq. (C.6).
- In DC2 l'Eq. (C.10) viene riproposta nella seguente forma:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m} \geq \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(3)} \quad (C.11)$$

C.4 LAVORO INTERNO DELLE ZONE DISSIPATIVE

- (1) Il lavoro interno dovuto alle zone dissipative, $W_{d,jk}$, va valutato considerando la sovraresistenza dovuta all'aleatorietà della resistenza a flessione di scorrimento dei collegamenti.
- (2) La clausola C.4(1) si considera soddisfatta a condizione che $W_{d,jk}$ sia calcolato tenendo conto della sovraresistenza come già definito nel Capitolo 16:

$$W_{d,jk} = 2\Omega_{Cd} M_{slip.Rd.jk} \quad (C.12)$$

dove:

- Ω_{Cd} è il fattore di sovraresistenza definito nel Capitolo 16 che è pari a 1.56 per il materiale di rivestimento M4.
- $M_{slip.Rd.jk}$ è il valore di progetto del momento flettente che porta allo scorrimento dei collegamenti appartenenti alla j -esima campata del k -esimo piano valutato secondo l'Eq. (16.4).

19. BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, “Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads” *Engineering Structures*, 85 (2015) 219–233.
- [2] G. Ferrante Cavallaro, A. B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, “Cyclic response of low yielding connections using different friction materials”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, November 2018, Pages 404-423.
- [3] M. Latour, M. D’Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo, “Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115 (2018) 66–81.
- [4] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, “Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers”, *Journal of Constructional Steel Research*, 146 (2018) 33–48.
- [5] Sujit Jaisee, Feng Yue, Yi Hao Ooi, “A state-of-the-art review on passive friction dampers and their applications”, *Engineering Structures*, 235 (2021) 112022.
- [6] CEN. Eurocode 8 draft: “Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action”, 2020
- [7] CEN. Eurocode 8 draft: “Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: “Rules for new buildings”, 2020.
- [8] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, “Experimental analysis on friction materials for supplemental damping devices”, *Construction and Building Materials*, 65 (2014) 159–176.
- [9] A. B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, “Design criteria for beam-to-column connections equipped with friction devices”, *Journal of Constructional Steel Research*, 172 (2020) 106240.
- [10] F. Di Lauro, R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso “Partial safety factors and overstrength coefficient evaluation for the design of connections equipped with friction dampers”, *Engineering Structures*, 178 (2019) 645–655.
- [11] A. F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, L. Simões da Silva, “Response of friction joints under different velocity rates”, *Journal of Constructional Steel Research*, 168 (2020) 106004.
- [12] M. D’Antimo, M. Latour, G. Ferrante Cavallaro, J.-P. Jaspart, S. Ramhormozian, J.-F. Démonceau, “Short- and long- term loss of preloading in slotted bolted connections”, *Journal of Constructional Steel Research*, 167 (2020) 105956.
- [13] G. Ferrante Cavallaro, M. Latour, A. B. Francavilla, V. Piluso, G. Rizzano, “Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability”, *Journal of Constructional Steel Research*, 141 (2018) 145–155.
- [14] CEN. Eurocode 3: “Design of steel structures Part 1-8: Design of joints”, UNI EN 1993-1-1, 2005.
- [15] R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso “Theory of plastic mechanism control for the seismic design of braced frames equipped with friction dampers”
Mechanics Research Communications, 58 (2014) 112–123.
- [16] V. Piluso, R. Montuori, M. Troisi, “Innovative structural details in MR-frames for free from damage structures”, *Mechanics Research Communications*, 58 (2014) 146–156.
- [17] V. Piluso, R. Montuori, E. Nastri, A. Paciello, “Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections”
Journal of Constructional Steel Research, 154 (2019) 263–277.

- [18] E. Nastri, M. D’Aniello, M. Zimbru, S. Streppone, R. Landolfo, R. Montuori, V. Piluso, “Seismic response of steel Moment Resisting Frames equipped with friction beam-to-column joints”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, April 2019, Pages 144-157.

CAPITOLO 8

PROGETTO DEI NODI FREEDAM

8.1 INTRODUZIONE

Nei precedenti capitoli è stato analizzato, sperimentalmente ed analiticamente, il comportamento delle connessioni trave-colonna equipaggiate con dissipatori ad attrito e la loro influenza sulla risposta globale delle strutture. Tuttavia, ad oggi, non sono state elaborate linee guida per la progettazione di tali connessioni. Questa lacuna rappresenta un limite per la diffusione di queste tipologie nodali poiché la definizione di specifiche linee guida rappresenta uno step fondamentale verso la prequalificazione di tali connessioni in ambito sismico. A tal proposito, è utile osservare che, in ambito internazionale, in Europa la pratica progettuale di collegamenti trave-colonna in zona sismica è ancora un passo indietro rispetto a quella nord-americana. Infatti, mentre la norma americana AISC-358 [1] indica con esattezza i requisiti che le connessioni devono avere per un impiego in zona sismica, in Europa le normative relative alla progettazione sismica [2-4] sono molto limitate poiché l'utilizzo di connessioni dissipative ancora richiedono progettazioni costose e laboriose poiché obbligatoriamente affiancate da procedure di prova.

Con l'obiettivo di colmare questa lacuna, sono state dedicate numerose attività di ricerca allo sviluppo di procedure di prequalificazione dei collegamenti europei con attenzione alla standardizzazione del progetto e della produzione di quattro differenti tipologie nodali: nodi con ringrosso bullonato, collegamenti irrigiditi e non irrigiditi con piastra di estremità e nodi dog-bone saldati. Tuttavia, è utile notare che sia le norme AISC-358 [1] che le più recenti attività di ricerca europee [5-7] non forniscono informazioni per la prequalificazione di collegamenti trave-colonna dissipativi equipaggiati con dissipatori ad attrito progettati in accordo alla filosofia di progetto a basso danno.

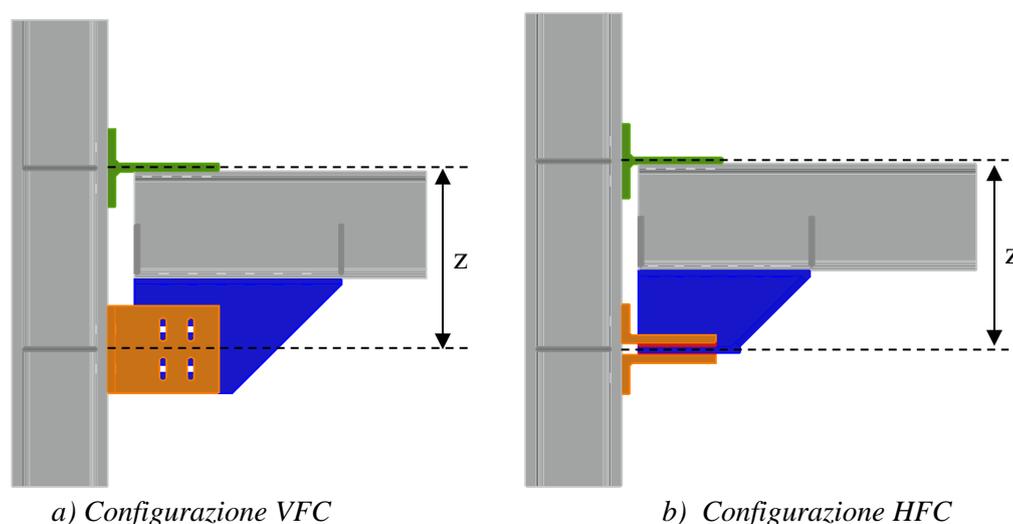


Figura 8.1 - Layout dei collegamenti ad attrito con SFD

In questo contesto, per facilitare l'effettiva applicazione dei collegamenti trave-colonna equipaggiati con dissipatori FREEDAM (piatti ad attrito rivestiti con materiale M4), in questo capitolo, vengono fornite linee guida per la progettazione di collegamenti equipaggiati con SFD (Figura 8.1). In particolare, l'approccio progettuale è basato sui risultati delle attività sperimentali descritte nel capitolo 3 dei documenti informativi. Le linee guida qui presentate sono individuate in accordo all'approccio di prequalificazione suggerito dalle AISC-358 fornendo un algoritmo di progettazione step-by-step.

8.2 CRITERI DI PROGETTO

Al fine di garantire resistenza e duttilità richieste, il progetto del collegamento trave-colonna deve rispettare i principi di capacity design da applicare a livello delle singole componenti del collegamento. Pertanto, il progetto dei collegamenti dissipativi trave-colonna si divide in due maggiori step concettuali: i) selezione (componente dissipativa) e calibrazione delle sue resistenze considerando le azioni interne derivanti dalla combinazione di carichi previste in normativa; ii) progetto delle componenti non dissipative considerando le massime azioni trasmesse dalla componente più debole [8,9].

Secondo questi due principi, la progettazione di connessioni dotate di dispositivi ad attrito può essere affrontata progettando prima il dissipatore ad attrito (componente debole) e, successivamente, progettando le rimanenti componenti nodali (componenti non dissipative) considerando la massima forza che il dissipatore è capace di trasmettere.

La resistenza allo scorrimento del dissipatore ad attrito dipende principalmente dal coefficiente ad attrito legato al rivestimento delle superfici dei cuscinetti ad attrito e dalla forza di preserraggio dei bulloni, mentre la capacità rotazionale dipende dalla lunghezza dei fori asolati che può essere facilmente calibrata in base alla domanda di spostamento (Figura 8.1). Sebbene il progetto della resistenza del dissipatore sia concettualmente estremamente semplice (dipende solo dal numero di bulloni, dal loro diametro, dalla coppia di serraggio e dal coefficiente ad attrito), la complessità dei fenomeni coinvolti nello sviluppo della resistenza allo scorrimento della superficie ad attrito richiede particolare attenzione in fase di progetto [10,11]. La procedura di progetto inizia con la valutazione dei momenti flettenti corrispondenti ai diversi obiettivi progettuali da raggiungere. A partire da tali momenti, considerando il layout delle connessioni proposte, devono essere progettate le seguenti componenti: i) pannello a taglio, ii) pannello d'anima della colonna in trazione e compressione, iii) T-stub ed angolari e iv) dissipatore ad attrito.

8.2.1 Criteri di Progetto per il collegamento in configurazione VFC

La procedura di progettazione step-by-step di collegamenti trave-colonna equipaggiati con SFD descritta di seguito, si basa sull'applicazione dei criteri di gerarchia prima descritti. In accordo al primo principio, la procedura parte dal progetto della componente debole, cioè il dissipatore ad attrito, che deve essere progettato considerando le azioni che derivano dall'analisi strutturale in combinazioni sismiche e non sismiche. Successivamente, la parte non dissipativa delle connessioni è progettata in modo da rimanere completamente in campo elastico fino al raggiungimento della rotazione ultima del dissipatore. In questo paragrafo, si farà riferimento

alla configurazione nodale VFC (Figura 8.1a) mentre nel paragrafo successivo si farà riferimento alla configurazione HFC (Figura 8.1b).

Step 1: Progetto dei bulloni del dissipatore ad attrito

La distanza tra l'asse del dissipatore (CL) ed il centro di rotazione (Figura 8.1a) è il braccio di leva della connessione (z). Il rapporto tra il momento flettente di progetto ed il braccio di leva fornisce la forza di progetto agente in asse al dissipatore:

$$F_{Ed} = \frac{\max\{M_{Ed.1}; M_{Ed.2}/\Omega_{dyn}\}}{z} = \frac{M_{Ed}}{z} \quad (1)$$

Dove

- $M_{Ed.1}$ è il massimo momento flettente agente sulla flangia della colonna che si ha nella connessione nella più severa combinazione di carico tra la combinazione per carichi verticali (combinazione di carichi permanenti e carichi variabili allo SLU), combinazioni da vento (combinazione di carichi permanenti, carichi da vento e altri carichi variabili) e combinazioni per carichi sismici in condizioni di servizio, cioè combinazioni di carichi verticali e le corrispondenti azioni sismiche allo SL di limitazione del danno (SLD);
- $M_{Ed.2}$ è il massimo momento flettente agente sulla flangia della colonna in combinazioni sismiche allo SLU, cioè in combinazione con carichi verticali ed azioni sismiche corrispondenti allo SL di Danno Significativo e Ω_{dyn} è un fattore del materiale che tiene conto della differenza tra i coefficienti di attrito statico e dinamico ed è pari al rapporto tra il valore medio del coefficiente dinamico ed il valore di progetto del coefficiente statico utilizzato per definire la resistenza di progetto della connessione. $\Omega_{dyn} = 1.00$ per dispositivi FREEDAM con materiale ad attrito M4.

Il braccio di leva deve inizialmente essere fissato in modo da determinare il numero di bulloni, il loro diametro e la coppia di precarico. Per la selezione del braccio di leva è possibile usufruire dei risultati delle analisi parametriche sviluppate dagli autori adottando quindi i valori riportati in Tabella 8.1. In particolare, in Tabella 8.1 vengono suggeriti valori di z per assegnati profilo della trave e livello di capacità flessionale (definito come il rapporto tra il momento flettente di progetto ed il valore nominale della resistenza flessionale).

Tabella 8.1: Braccio di leva suggerito (z)

Sezione della trave	m (livello di capacità della trave)		
	0.4	0.6	0.8
IPE 270	350÷400 mm	400÷450 mm	450÷500 mm
IPE 300	400÷450 mm	450÷500 mm	500÷550 mm
IPE 360	500÷550 mm	550÷600 mm	600÷650 mm
IPE 400	550÷600 mm	600÷650 mm	650÷700 mm
IPE 450	600÷650 mm	650÷700 mm	700÷750 mm
IPE 500	650÷700 mm		700÷750 mm
IPE 550	700÷750 mm		750÷800 mm
IPE 600	800÷850 mm		850÷900 mm
IPE 750x147	950÷1100 mm		1100÷1250 mm
IPE 750x161			
IPE 750x173			
IPE 750x185			

Il valore della resistenza allo scorrimento è dato da:

$$F_{slip.Rd} = \frac{\mu_{s.lower} \cdot n_b \cdot n_s \cdot F_{p.lt}}{\gamma_{Mf}} \quad (2)$$

dove

- $\mu_{s.lower}$ è il frattile al 5% del coefficiente di attrito statico delle superfici a contatto;
- n_b è il numero di bulloni;
- n_s è il numero di superfici a contatto (per SFD, $n_s = 2$);
- $F_{p.lt}$ è il valore del precarico dei bulloni a lungo termine;
- γ_{Mf} è il fattore parziale di sicurezza.

Nel caso dei dissipatori FREEDAM, i cui cuscinetti sono rivestiti con materiale M4, i valori utilizzati sono $\mu_{s.lower} = 0.69$ e $\gamma_{Mf} = 1.162$.

Il valore di progetto della forza di precarico a lungo termine necessaria per valutare la resistenza allo scorrimento del dissipatore ad attrito viene valutata come:

$$F_{p.lt} = \psi \cdot 0.70 \cdot f_{ub} \cdot A_s \leq \frac{F_{p.0}}{\gamma_{lt}} \quad (3)$$

dove $\psi \leq 1.0$ è il fattore di riduzione dell'azione di precarico dei bulloni da applicare per ridurre l'usura delle superfici in contatto e/o prevenire fenomeni di stick e slip, $\gamma_{lt} = 1.15$ è un fattore che tiene conto delle perdite di precarico attese durante il ciclo di vita della struttura e $F_{p.0}$ è il valore di progetto del precarico iniziale necessario per valutare la coppia di serraggio da applicare:

$$F_{p.0} = \gamma_{lt} \cdot \psi \cdot 0.70 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (4)$$

L'Eq. (4) può essere applicata con la limitazione $\gamma_{lt} \cdot \psi \leq 1.0$. In aggiunta, è raccomandato l'uso di un fattore di riduzione $\psi \geq 0.40$ indipendentemente dal materiale ad attrito.

Uguagliando l'azione di progetto alla resistenza allo scorrimento (2), il numero minimo di bulloni può essere calcolato, imponendo $\psi = 1.0$, come:

$$n_{b,min} = \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{Mf}}{\mu_{s.lower} \cdot F_{p.lt} \cdot n_s} \quad (5)$$

Il numero minimo di bulloni determinato in questo modo sarà poi arrotondato in modo da definire il numero reale di bulloni $n_{b,act}$. A tal punto, il numero reale di bulloni viene sostituito nell'Eq.(2) in modo da rivalutare il fattore di riduzione del precarico dei bulloni e, conseguentemente, l'azione di precarico in modo da soddisfare in maniera esatta i requisiti di progetto:

$$\psi = \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{Mf}}{\mu_{s.lower} \cdot n_{b,act} \cdot n_s \cdot (0.70 \cdot f_{ub} \cdot A_s)} \quad (6)$$

Step 2: Azioni di progetto per le componenti non dissipative

I requisiti prestazionali per le componenti non-dissipative sono soddisfatti se la massima azione trasmessa dal dissipatore ad attrito $F_{slip.max.Cd}$ alle componenti non-dissipative è valutata come:

$$F_{slip,max,Cd} = \Omega_{Cd} \cdot F_{slip,Rd} = \Omega_{Cd} \cdot \frac{\mu_{s,lower} n_b n_s F_{p,lt}}{\gamma_{Mf}} \quad (7)$$

dove Ω_{Cd} è un fattore di sovraresistenza che tiene conto della variabilità del coefficiente ad attrito, essendo questo influenzato dal processo di rivestimento delle piastre e il selezionato livello di affidabilità nel raggiungimento dell'obiettivo di progettazione. Nel caso dei dissipatori ad attrito FREEDAM, il fattore di sovraresistenza adottato nell'applicare il criterio di gerarchia è $\Omega_{Cd} = 1.56$

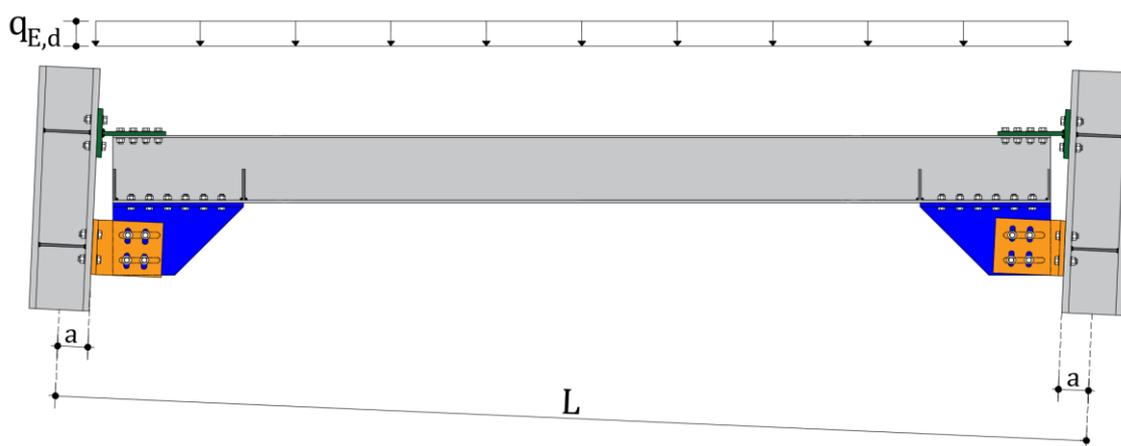


Figura 8.2 - Bending moments under seismic loading conditions on a reference span

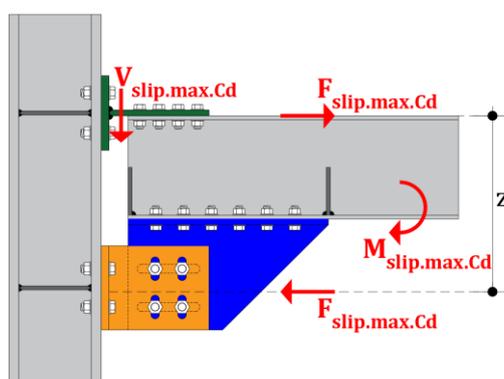


Figura 8.3 - Azioni di progetto per le componenti non dissipative

Considerando lo schema di riferimento dato in Figura 8.2, l'azione di taglio nella connessione può essere calcolata come:

$$V_{slip,max,Cd} = \frac{2F_{slip,max,Cd} \cdot z}{(L-2a)} + q_{E,d} \frac{(L-2a)}{2} \quad (8)$$

dove L è la lunghezza della campata, a è la dimensione di metà colonna e $q_{E,d}$ è il carico uniforme in combinazione di carico sismica (Figura 8.2). Come definito allo step-5 della procedura di progetto, con l'obiettivo di semplificare la progettazione, è stato trascurato il contributo del dissipatore nella trasmissione dell'azione tagliante $V_{slip,max,Cd}$. L'azione di taglio di progetto, data

in Eq. (8), sarà completamente affidata al T-stub che collega la flangia superiore della trave alla flangia della colonna.

Step 3: Progetto della flangia del ringrosso

Per semplicità, lo spessore della flangia del ringrosso (t_{hf}) è posto uguale allo spessore della flangia della trave. In tal modo, la verifica a rifollamento è semplificata. Il progetto dei bulloni che collegano il dissipatore alla flangia inferiore della trave deve essere eseguito considerando l'eccentricità tra l'asse del dissipatore e la flangia inferiore (Figura 8.4).

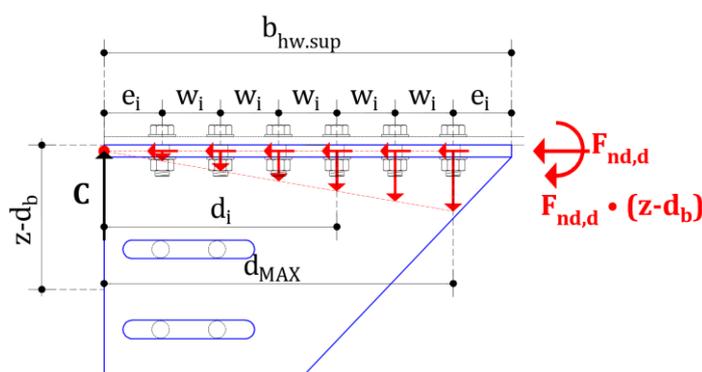


Figura 8.4 - Azioni di progetto per i bulloni che collegano il dissipatore alla flangia inferiore della trave

Inizialmente, il diametro ed il numero di bulloni devono essere fissati. Inoltre, la posizione dei bulloni deve essere preliminarmente definita sulla base di requisiti tecnologici da rispettare (distanza minima tra i bulloni). Il bullone maggiormente sollecitato è il più lontano dal centro di compressione, che è assunto essere posizionato sul bordo del ringrosso. La forza assiale e la forza di taglio in tale bullone possono essere calcolate (considerando due bulloni su ogni riga), come segue:

$$F_{t,Ed,max} = \frac{F_{slip,max} \cdot C_d \cdot (z-d_b) \cdot d_{MAX}}{2 \cdot \sum_{i=1}^{n_b} d_i} \quad F_{v,Ed} = \frac{F_{slip,max} \cdot C_d}{2 \cdot n_b} \quad (9)$$

dove n_b il numero di righe di bulloni, d_b è l'altezza della trave, d_i è la distanza dell' i -esimo bullone dal centro di compressione. Conseguentemente, la verifica del bullone per azioni combinate di taglio e trazione può essere facilmente eseguita in accordo all' EC3 parte 1.8.

Step 4: Progetto dell'anima del ringrosso

La forma e la dimensione del ringrosso sono determinate sulla base di considerazioni geometriche. Dipendono, infatti, dal diametro del foro del bullone (d_0), dal numero di bulloni del dissipatore ($n_{b,act}$), dalla dimensione dei piatti ad attrito, dalla lunghezza dei fori asolati ($L_{slot,h}$) e dalla dimensione $b_{hw,sup}$ progettata allo step-3 (Figura 8.5). Volendo definire la dimensione dei piatti ad attrito, è necessario introdurre i seguenti parametri geometrici (Figura 8.5):

- Interasse orizzontale tra i bulloni: $w_h = k_{wh} \cdot d_0$;

- Distanza orizzontale dell’asola dal bordo: $e_h = k_{eh} \cdot d_0$;
- Interasse verticale tra i bulloni: $w_v = k_{wv} \cdot d_0$;
- Distanza verticale dell’asola dal bordo: $e_v = k_{ev} \cdot d_0$

dove k_{eh} , k_{ev} (i cui valori minimi sono pari a 1.2 in accordo all’EC3 parte 1.8), k_{wv} , k_{wh} (i cui valori minimi sono pari a 2.4 o 2.2 in accordo all’EC3 parte 1.8) sono fattori che definiscono la geometria dei piatti ad attrito.

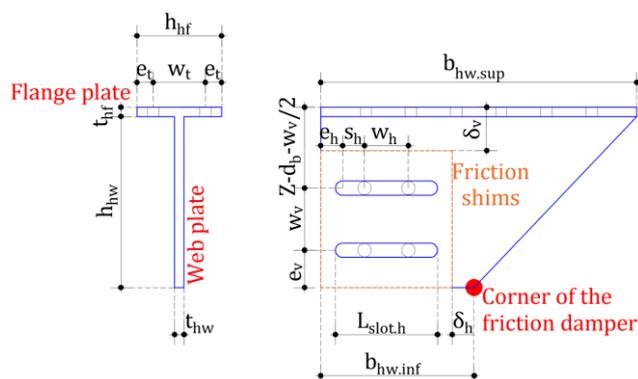


Figura 8.5 - Schema del ringrosso del dissipatore ad attrito

La definizione di questi quattro parametri non è immediata. Considerando i risultati della progettazione di un vasto numero di dispositivi, per le configurazioni tipiche, si suggeriscono i seguenti valori:

$$2.5 \leq k_{wh} \leq 3.5 \quad 1.2 \leq k_{eh} \leq 2.4; \quad 4.5 \leq k_{wv} \leq 6; \quad 2.5 \leq k_{ev} \leq 3.5$$

La lunghezza delle asole dipende dalla capacità rotazionale richiesta al collegamento (Figura 8.6).

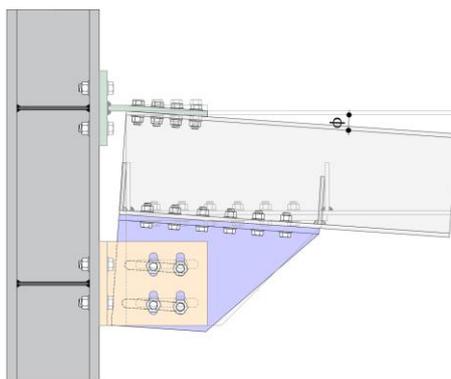


Figura 8.6 - Rotazione nodale richiesta

Essa può essere calcolata come segue:

$$L_{slot,h} \geq \left(\frac{n_{b,act}}{2} - 1 \right) \cdot w_h + d_0 + 2 \cdot \phi \cdot \left(z + \frac{w_v}{2} \right) \quad (10)$$

dove ϕ è la rotazione di progetto che può essere fissata, in accordo all’EC8 o alla norma AISC 358 pari a 35 o 40 mrad, rispettivamente, più al massimo 10 mrad per tener conto di eventuali difetti esecutivi e dell’incertezza della domanda sismica. L’Eq. (9) si basa sull’assunzione che i

bulloni del dissipatore sono disposti lungo due righe orizzontali essendo questa una situazione progettuale molto comune per i dissipatori ad attrito proposti. Con riferimento alla Figura 8.5, la distanza tra l'angolo dell'anima del ringrosso ed il bordo del piatto ad attrito può essere calcolato come:

$$\delta_h = \phi \cdot \left[e_v + \frac{w_v}{2} + z \right] \quad (11)$$

Una volta definita l'altezza dell'anima del ringrosso, il suo spessore può essere calcolato semplicemente eguagliando la resistenza della sezione netta alla forza di progetto $F_{slip.max.Cd}$ come segue:

$$F_{slip.max.Cd} = \frac{0.9 A_{net} f_{yh}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 (z - d_b - t_{hf} + \frac{w_v}{2} + e_v - 2d_0) t_{hw} f_{yh}}{\gamma_{M2}} \quad (12)$$

ottenendo:

$$t_{hw} = \frac{F_{nd,d} \gamma_{M2}}{0.9 (z - d_b - t_{hf} + \frac{w_v}{2} + e_v - 2d_0) f_{yh}} \quad (13)$$

dove d_b è l'altezza della trave, t_{hf} è lo spessore della flangia del ringrosso, t_{hw} è lo spessore dell'anima del ringrosso e f_{yh} è la tensione di snervamento dell'acciaio di cui è composto il piatto d'anima del ringrosso.

Step 5: Progetto della flangia del T-stub

Per la progettazione, è stato utilizzato il modello di T-stub classicamente adottato dell'EC3. Come noto, in accordo a tale modello, la resistenza di progetto può essere computata come la minore tra quelle corrispondenti ai tre possibili meccanismi di rottura. Il meccanismo Tipo-1, anche detto meccanismo di snervamento della flangia, è caratterizzato dalla formazione di quattro cerniere plastiche: due cerniere in asse ai bulloni dovute al momento flettente generato dalle azioni di contatto e due cerniere in corrispondenza della sezione di collegamento anima-flangia. Il secondo meccanismo, detto anche meccanismo Tipo-2 o meccanismo di rottura dei bulloni e snervamento della flangia, è caratterizzato dalla formazione di due cerniere plastiche nella sezione corrispondente al collegamento anima-flangia e dalla rottura dei bulloni. Nascono infatti azioni di contatto che producono una crescente azione interna ai bulloni che porta alla rottura dei bulloni prima della plasticizzazione della flangia in corrispondenza degli assi dei bulloni. Infine, il terzo meccanismo di collasso, detto meccanismo Tipo-3 o meccanismo di rottura dei bulloni, corrisponde alla rottura dei soli bulloni. Ciò vuol dire che non ci sono azioni di contatto e i due piatti sono completamente staccati. In particolare, questo è un meccanismo fragile poiché la modalità di collasso non coinvolge la plasticizzazione della flangia e, quindi, deve essere assolutamente evitato.

La flangia del T-stub è soggetta a taglio ($V_{slip.max.Cd}$) e trazione ($F_{slip.max.Cd}$) (Figura 8.3). Per evitare un meccanismo Tipo-3, è necessario eseguire la verifica per azioni combinate di taglio $V_{slip.max.Cd}$ e trazione $F_{slip.max.Cd}$ dei bulloni che collegato il T-stub alla colonna.

Successivamente, lo spessore della flangia (t_{Tf}) può essere progettato considerando l'azione di progetto $F_{slip,max,Cd}$ e la possibile rottura per meccanismo Tipo-1 o Tipo-2 (EC3 Parte 1.8). Tipicamente, da un punto di vista progettuale e con l'obiettivo di ridurre lo spessore della flangia, è opportuno minimizzare la distanza tra la linea d'asse dei bulloni dall'anima del T-stub (m_T). Al contrario, la larghezza della flangia del T-stub (b_T) può essere definita considerando i requisiti definiti dalla norma relativamente all'interasse minimo/massimo tra i bulloni (w_{Tf}) e le distanze dai bordi (e_{Tf}) (Figura 8.7c).

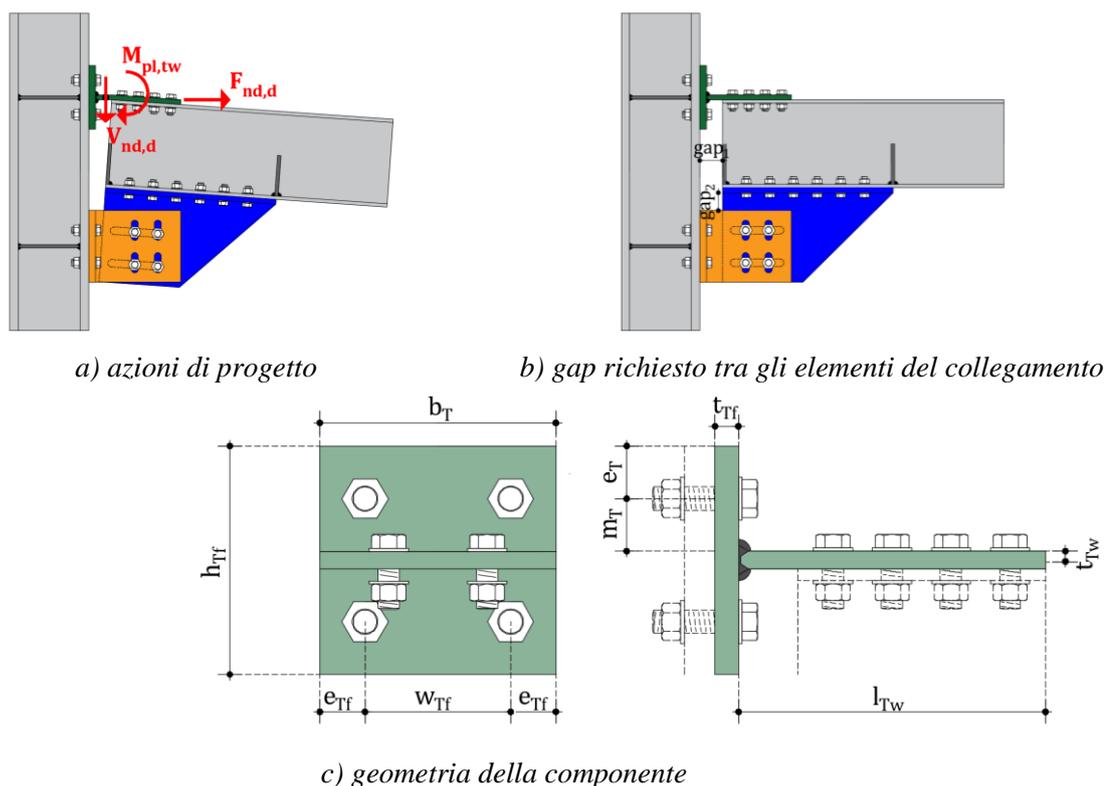


Figura 8.7 - Progetto del T-stub

Step 6: Progetto dell'anima del T-stub

Normalmente, sotto azioni sismiche, quando il dissipatore scorre, si forma una cerniera plastica alla base dell'anima del T-stub. In tale sezione, nascono fenomeni complessi di interazione (momento flettente, taglio ed azione assiale) come mostrato in Figura 8.7a. Il contributo della resistenza di tale cerniera plastica alla resistenza flessionale dell'intero collegamento è generalmente molto limitato e pertanto può essere trascurato.

Lo spessore dell'anima del T-stub viene progettato in maniera tale da evitare fenomeni di interazione tra taglio e flessione. Ciò significa che, in accordo al paragrafo 6.2.10 of EC3 parte 1.1, lo spessore dell'anima è progettato in modo da resistere ad un'azione di taglio pari ad almeno $2V_{slip,max,Cd}$. In aggiunta, per semplificare le verifiche a rifollamento, lo spessore dell'anima (t_{Tw}) può essere imposto almeno pari allo spessore della flangia della trave. Il numero ed il diametro dei bulloni che collegano l'anima del T-stub alla flangia della trave sono progettati per resistere all'azione di taglio agente nella connessione mediante semplici verifiche a taglio e rifollamento.

Infine, per la completa definizione della geometria dell'anima del T-stub, è necessario determinare la dimensione del gap (gap_1) tra la trave e la colonna (Figura 8.7b). Tale distanza può essere definita a partire da verifiche di compatibilità geometrica, per consentire la rotazione nodale richiesta (ϕ). In aggiunta, la dimensione del gap può essere definita in modo da ridurre le concentrazioni di tensioni in corrispondenza della cerniera plastica che si forma alla base dell'anima del T-stub. In base ai risultati ottenuti da analisi sperimentali e agli elementi finiti, per soddisfare tali requisiti, la dimensione del gap_1 deve essere almeno pari a $t_{Tf}+2 t_{Tw}$ [12].

Step 7: Progetto degli angolari

Il progetto dello spessore degli L-stub (t_L) può essere eseguito analogamente a quanto fatto per la flangia del T-stub. Gli angolari sono sollecitati dall'azione di trazione pari a $F_{slip,max.Cd}$. Il progetto degli angolari dipende dalla larghezza (h_L) e dalle distanze m_L e e_L (Figura 8.8).

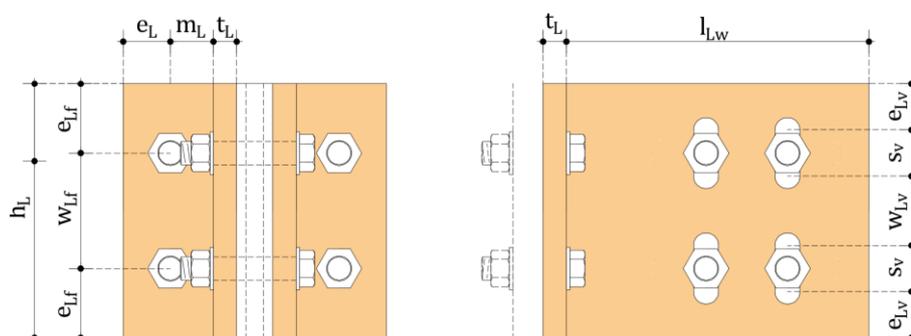


Figura 8.8 - Geometria degli L-stubs

Il progetto, anche in questo caso, richiede una procedura iterativa. Infatti, la definizione di m_L è dipendente dallo spessore dell'angolare (t_L). Pertanto, inizialmente, m_L deve essere fissato, t_L deve essere progettato e, successivamente, il valore di m_L deve essere corretto aggiornando il valore di progetto di t_L . Tale procedura deve essere ripetuta fino a convergenza. La sezione netta dell'anima dell'L-stub deve essere soggetta a verifica tenendo conto della reale lunghezza delle asole verticali (s_v). In particolare, la dimensione delle asole verticali deve essere determinata in modo da consentire la rotazione di progetto. A tal fine, deve essere soddisfatta la seguente equazione (Figura 8.8):

$$s_v \geq \phi \cdot [gap_1 + e_h + s_h + w_h] \quad (14)$$

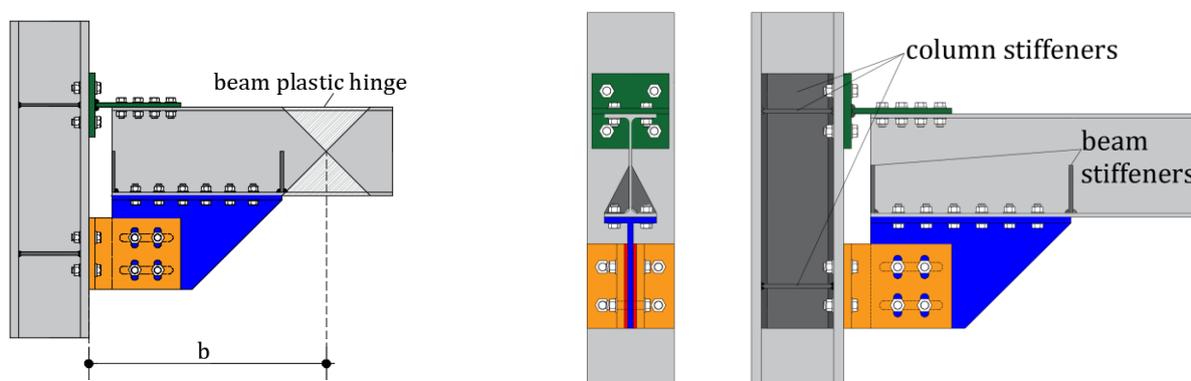
Una volta che la geometria dell'L-stub è completamente definita, è necessario eseguire verifiche di compatibilità geometrica. Infatti, è necessario controllare che il bordo superiore degli angolari non sia in contatto con la flangia del ringrosso nel momento in cui si raggiunge la rotazione di progetto (Figura 8.6 and Figura 8.7b). Tale condizione è soddisfatta se $\phi(l_{Lw} + t_L) < gap_2 = (h_{hw} - h_L)$ (Figura 8.7b). Se la verifica di compatibilità non risulta essere soddisfatta, deve essere incrementato il braccio di leva z e la procedura deve ripartire dallo step-1. Tuttavia, è utile notare che l'adozione dei valori del braccio di leva forniti in Tabella 8.1: Braccio di leva suggerito (z), comportano il soddisfacimento di tale verifica.

Step 8: Verifica della trave e progetto degli irrigidimenti addizionali d'anima della trave

Nella filosofia di progettazione a basso danno, il momento flettente di progetto nella connessione $M_{slip,max,Cd}$ deve essere opportunamente limitato. La trave è una componente non dissipativa, pertanto, è necessario verificare che il momento flettente nella sezione in cui potenzialmente si può formare la cerniera plastica, nelle più severe condizioni, sia minore o uguale della resistenza di progetto della trave:

$$M_{slip,max,Cd} \frac{L_e - b}{L_e} \leq M_{b,Rd} \quad (15)$$

dove $M_{b,Rd}$ è la resistenza plastica della trave, L_e è la lunghezza di taglio uguale a $M_{slip,max,Cd}/V_{slip,max,Cd}$ e b è la distanza tra la posizione della potenziale cerniera plastica e la flangia della colonna (Figura 8.7a). se tale disequaglianza non è soddisfatta, la sezione della trave deve essere aumentata.



a) Posizione della potenziale cerniera plastica

b) Posizione degli irrigidimenti aggiuntivi

Figura 8.9 - Posizione della potenziale cerniera plastica e irrigidimenti aggiuntivi

Nell' Eq.(15) viene suggerito di calcolare b assumendo che l'asse della cerniera plastica è posizionata ad una distanza pari a $0.5d_b$ dalla punta del dissipatore [8].

Infine, per evitare l'instabilità locale dell'anima della trave, è opportuno aggiungere due irrigidimenti alle estremità del dissipatore (Figura 8.9). In queste zone, infatti, sono applicate azioni di compressione dovute all'eccentricità tra l'asse del dissipatore e il collegamento bullonato tra il ringrosso e la trave.

Step 9: Verifica della colonna e progetto degli irrigidimenti aggiuntivi d'anima della colonna

La verifica del pannello d'anima della colonna deve essere eseguita considerando un'azione di taglio pari a $F_{slip,max,Cd}$ nel caso di nodi esterni e pari a $2F_{slip,max,Cd}$ nel caso di nodi interni. Questa è infatti l'azione trasmessa dalla connessione quando soggetta a momento flettente positivo o negativo nelle più severe condizioni. Eventualmente, per irrigidire il pannello d'anima, è possibile inserire piatti supplementari (Figura 8.9b). In aggiunta, la flangia della colonna in flessione deve essere verificata mediante la modellazione del T-stub equivalente, come suggerito dall'EC3 Parte 1-8. In questi casi, se richiesto, per irrigidire le flange della colonna è possibile inserire piatti di continuità e/o contropiastre. Va sottolineato che l'adozione delle contropiastre è utile solo quando la resistenza è determinata dal meccanismo di collasso tipo-1. Diversamente

(meccanismo tipo-2) è necessario aumentare il diametro del bullone e la procedura deve ripartire dallo step-2, aggiornando la geometria del T-stub e/o degli L-stub.

8.2.2 Criteri di progetto per la configurazione HFC

La procedura step-by-step definita per i nodi ad attrito con dissipatore verticale può essere facilmente specificata per il caso delle connessioni con dissipatore orizzontale. In particolare, gli step 1,2,5,6,8,9 rimangono invariati. Al contrario, gli altri step devono essere leggermente modificati ed adattati alle specificità della configurazione nodale con dissipatore in orizzontale.

Step 3: Progetto delle flange del ringrosso

Il progetto della flangia superiore del ringrosso e dei bulloni che collegano il dissipatore alla flangia della trave segue considerazioni analoghe a quella fatte allo step-3 per il nodo con SFD verticale. Al contrario, il progetto della flangia inferiore del ringrosso è strettamente collegato a considerazioni geometriche. Infatti, il progetto è influenzato dal diametro del foro (d_0), dal numero di bulloni del dissipatore ($n_{b,act}$), dalla dimensione dei piatti ad attrito e dalla lunghezza dei fori asolati (L_{slot}). Per poter definire la dimensione dei piatti ad attrito è ancora una volta necessario introdurre i seguenti parametri geometrici (Figura 8.10):

- Interasse longitudinale: $w_h = k_{wl} \cdot d_0$;
- Distanza longitudinale tra l'asola ed il bordo: $e_h = k_{el} \cdot d_0$.

dove k_{el} (il cui valore minimo è pari a 1.2 in accordo all'EC3 parte 1.8) e k_{wl} (il cui valore minimo è 2.4 o 2.2 in accordo all'EC3 parte 1.8) sono i fattori che determinano la geometria dei piatti ad attrito.

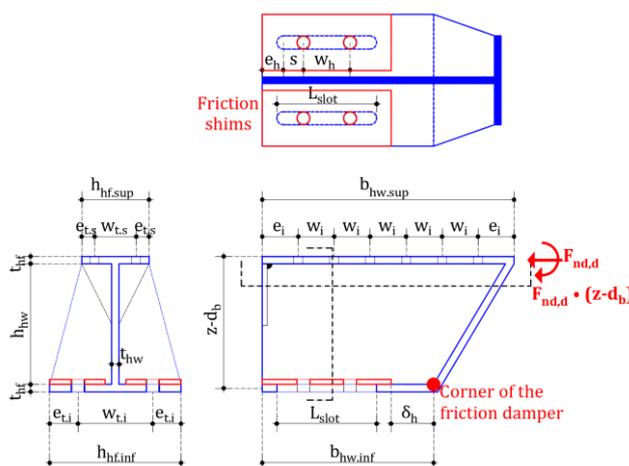


Figura 8.10 - Geometria del ringrosso

Ovviamente, anche in questo caso, la lunghezza delle asole dipende dalla capacità rotazionale richiesta e può essere facilmente ottenuta:

$$L_{slot} \geq \left(\frac{n_{b,act}}{2} - 1 \right) \cdot w_h + d_0 + 2 \cdot \phi \cdot z \tag{16}$$

assumendo che i bulloni del dissipatore sono disposti su due righe orizzontali. Con riferimento alla Figura 8.10 la distanza minima tra lo spigolo dell'anima del ringrosso ed il bordo dei piatti ad attrito può essere calcolata come segue:

$$\delta_{h,\min} = \phi \cdot z \quad (17)$$

Step 4: Progetto dell'anima del ringrosso

La larghezza della flangia inferiore del ringrosso deve essere almeno pari alla larghezza della flangia superiore. Tuttavia, la larghezza della flangia è strettamente dipendente dalla dimensione dell'anima degli L-stub.

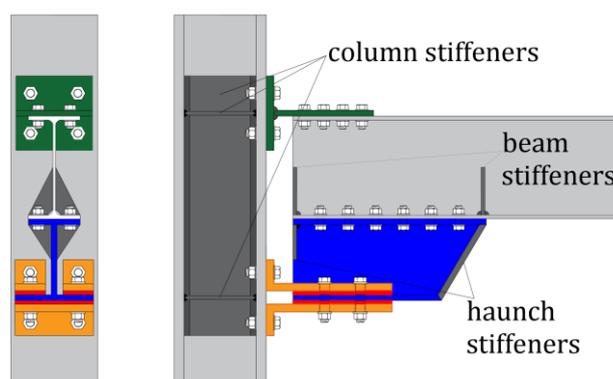


Figura 8.11 - Irrigidimenti aggiuntivi per l'anima della trave

Pertanto, tale valore deve essere verificato una volta completamente definita la geometria degli L-stub (Step-7). In accordo all'Eurocodice 3 Parte 1-8, lo spessore dell'anima del ringrosso non deve essere minore di quello della trave a cui è collegato. Tuttavia, per semplificare le verifiche di instabilità locale del piatto d'anima, è utile aggiungere irrigidimenti alle estremità del dissipatore ad attrito dove sono localizzate le azioni di compressione (Figura 8.11).

Step 7: Progetto degli L-stub

Nella configurazione HFC, gli angolari interni sono differenti da quelli esterni a causa dell'ingombro dell'anima del ringrosso (Figura 8.12).

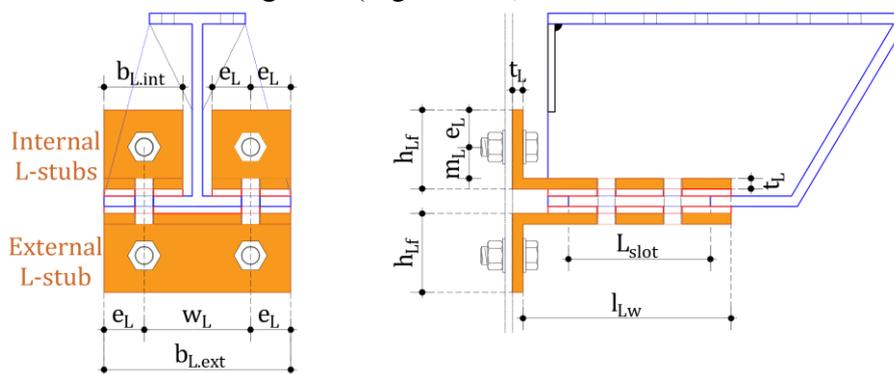


Figura 8.12 - Geometria degli angolari

Per semplificare, è possibile progettare prima gli angolari interni e, successivamente, viene determinata la larghezza degli L-stub esterni (Figura 8.12). Il progetto dello spessore degli L-stub t_L dipende da m_L e e_L . Anche in questo caso, il progetto richiede una procedura iterativa. La definizione di m_L dipende dallo spessore dell'angolare che, inizialmente, non è definito perché il suo valore dipende da m_L .

8.3 ESEMPIO DI PROGETTAZIONE

Per meglio chiarire la procedura di progettazione proposta, è stato riportato un esempio nel dettaglio, con riferimento al provino del collegamento esterno trave-colonna testato all'Università di Salerno e chiamato "FJ-CYC01" come descritto nel capitolo 3.

Step 1: Progetto della coppia di serraggio dei bulloni del dissipatore

Nel caso del provino FJ-CYC 01, i profili di trave e colonna sono, rispettivamente, IPE270 e HE220M; l'acciaio è S355, il dispositivo ad attrito (anima del ringrosso) è realizzato in acciaio inox AISI 304, tutti i bulloni sono di classe 10.9 ed il materiale ad attrito selezionato è M4. Partendo dalla resistenza flessionale della trave $M_{b,Rd}$ è possibile definire il livello di utilizzazione \bar{m} , che è il rapporto tra il momento flettente di progetto agente in asse al dissipatore M_{Ed} e $M_{b,Rd}$. Nel caso in esame, \bar{m} è assunto pari a 0.84. considerando i valori del braccio di leva suggeriti in Tabella 7.1, il braccio di leva z è assunto pari a 450mm. Il rapporto tra il momento flettente di progetto e il braccio di leva fornisce F_{Ed} :

$$F_{Ed} = \frac{\bar{m} \cdot M_{b,Rd}}{z} = \frac{0.84 \cdot 171.82}{0.45} \cong 321 \text{ kN} \quad (18)$$

La resistenza allo scorrimento del dissipatore è uguale a:

$$F_{slip,Rd} = \frac{\mu_{s,lower} \cdot F_{p,lt} \cdot n_b \cdot n_s}{\gamma_{Mf}} \quad (19)$$

Uguagliando le azioni di progetto (Eq. (18)) alla resistenza allo scorrimento (Eq. (19)), fissando il diametro dei bulloni a 20mm e il fattore di riduzione del precarico $\psi = 1.0$, il numero minimo di bulloni può essere determinato come:

$$n_{b,min} = \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{Mf}}{\mu_{s,lower} \cdot F_{p,lt} \cdot n_s} = \frac{321 \cdot 1.162}{0.69 \cdot 171.53 \cdot 2} = 1.57 \quad (20)$$

Il numero minimo di bulloni così determinato deve essere arrotondato per eccesso e così definire il numero reale di bulloni $n_{b,act}$. Pertanto, vengono inseriti quattro bulloni. A tal punto, il numero reale di bulloni viene sostituito nell'Eq.(19) in modo da rivalutare il coefficiente di riduzione del precarico e quindi l'azione di precarico in modo da soddisfare in maniera esatta i requisiti di progetto:

$$\psi = \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{Mf}}{\mu_{s,lower} \cdot n_{b,act} \cdot n_s \cdot (0.70 f_{ub} A_s)} = \frac{321 \cdot 1.162}{0.69 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 171.53} = 0.40 \quad (21)$$

$$F_{p,lt} = 0.39 \cdot 0.70 f_{ub} A_s = 68.61 \text{ kN}$$

Il valore di progetto della forza di precarico iniziale necessaria per valutare la coppia di preserraggio è dato da:

$$F_{p,0} = \gamma_{lt} \psi 0.70 f_{ub} A_s = 1.15 \cdot 0.40 \cdot 171.53 = 78.90 \text{ kN} \quad (22)$$

Step 2: Azioni di progetto per le componenti non dissipative

Il momento flettente per il progetto delle componenti non dissipative è pari a:

$$M_{slip,max,Cd} = \Omega_{Cd} \cdot \frac{\mu_{s,lower} n_b n_s F_{p,lt}}{\gamma_{Mf}} \cdot z = 1.56 \cdot \frac{0.69 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 66.90}{1.162} \cdot 0.45 = 229 \text{ kNm} \quad (23)$$

La forza assiale da considerare per il progetto del T-stub, degli L-stub e del pannello d'anima della colonna può essere determinata come:

$$F_{slip,max,Cd} = \frac{M_{slip,max,Cd}}{z} = 508.89 \text{ kN} \quad (24)$$

Considerando il layout sperimentale descritto nel capitolo 3, la forza di taglio nella connessione può essere calcolata come:

$$V_{slip,max,Cd} = \frac{M_{slip,max,Cd}}{L} = 160.14 \text{ kN} \quad (25)$$

dove L è la distanza tra il punto di applicazione della forza dalla flangia della colonna. Come definito allo step-5 della procedura, per semplicità, il contributo del dissipatore alla resistenza a taglio è trascurato e la forza di taglio di progetto (Eq.(25)) sarà interamente affidata al T-stub.

Step 3: Progetto della flangia del ringrosso

Per semplicità, lo spessore della flangia del ringrosso (t_{hf}) è posto maggiore dello spessore della flangia della trave e pari a 15 mm. La geometria della flangia è definita tramite una procedura iterativa fissando il numero delle righe di bulloni, il passo, il diametro dei bulloni e la distanza dell'ultima fila di bulloni dal bordo. Nel caso in esame, sono state individuate 6 righe di bulloni M18 con passo e minima distanza dal bordo libero pari a 72.1mm. Di conseguenza, la larghezza del piatto è pari a 520mm. Sulla base di queste assunzioni, la verifica dei bulloni che collegano la flangia del ringrosso alla flangia inferiore della trave è svolta considerando le seguenti azioni:

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{slip,max,Cd}}{2 \cdot n_b} = 42.41 \text{ kN} \quad F_{t,Ed,max} = \frac{F_{slip,max,Cd} \cdot (z - d_b) \cdot d_{MAX}}{2 \cdot \sum_{i=1}^{n_b} d_i} = 41.34 \text{ kN} \quad (26)$$

Infine, la larghezza del piatto è posta pari alla larghezza della trave.

Step 4: Progetto dell'anima del ringrosso

La dimensione del ringrosso dipende dal diametro del foro (d_0), dal numero di bulloni del dissipatore ($n_{b,act}$), dalla dimensione dei piatti ad attrito (Figura 8.6), dalla lunghezza dei fori asolati ($L_{slot,h}$) e dalla dimensione $b_{hw,sup}$ progettata allo step-3.

Volendo definire la dimensione dei piatti ad attrito, è necessario fissare i seguenti parametri geometrici:

$$k_{wh} \cong 3.2; \quad k_{eh} \cong 1.60; \quad k_{wv} \cong 4.55; \quad k_{ev} \cong 2.75$$

E conseguentemente, essendo $d_0=22\text{mm}$:

- Interasse orizzontale tra i bulloni: $w_h = k_{wh} \cdot d_0 = 70\text{mm}$;
- Distanza orizzontale dell'asola dal bordo: $e_h = k_{eh} \cdot d_0 = 35\text{mm}$;
- Interasse verticale tra i bulloni: $w_v = k_{wv} \cdot d_0 = 100\text{mm}$;
- Distanza verticale dell'asola dal bordo: $e_v = k_{ev} \cdot d_0 = 60\text{mm}$

La lunghezza delle asole orizzontali (Figura 8.9) può essere facilmente calcolata come:

$$L_{slot,h,min} = \left(\frac{n_{b,act}}{2} - 1 \right) \cdot w_h + d_0 + 2 \cdot \phi \cdot \left(z + \frac{w_v}{2} \right) = 152\text{mm} \rightarrow L_{slot,h} = 163\text{mm} \quad (27)$$

Dove la rotazione di progetto ϕ è fissata pari a 0.06 rad. Con riferimento alla Figura 8.5, la distanza tra l'angolo dell'anima del ringrosso ed il bordo del piatto ad attrito può essere calcolato come:

$$\delta_{h,min} = \phi \cdot \left[e_v + \frac{w_v}{2} + z \right] = 33.6\text{mm} \rightarrow \delta_h = 35\text{mm} \quad (28)$$

La dimensione $b_{hw,inf}$ (Figura 8.10) è pari a 245mm e l'altezza è uguale a 275mm.

Una volta definite l'altezza dell'anima del ringrosso, il suo spessore può essere progettato uguagliando la resistenza della sezione netta alla forza di progetto $F_{slip,max,Cd}$ come segue:

$$t_{hw} = \frac{F_{slip,max,Cd} \cdot \gamma_{M2}}{0.9(z - d_b - t_{hf} + \frac{w_v}{2} + e_v - 2d_0) f_{yh}} = \frac{508890 \cdot 1.25}{0.9(450 - 270 - 15 + 50 + 60 - 2 \cdot 22) 210} = 10.48 \text{ mm} \quad (29)$$

che viene arrotondata a 15mm.

Step 5: Progetto della flangia del T-stub

A flangia del T-stub è soggetta a taglio ($V_{slip,max,Cd}$) e trazione ($F_{slip,max,Cd}$) (Figura 8.7a). I bulloni che collegano la flangia del T-stub alla flangia della colonna sono dimensionati come segue:

$$F_{t,Ed} = \frac{F_{slip,max,Cd}}{n_b} = \frac{508890}{4} = 127.22 \text{ kN} \quad F_{V,Ed} = \frac{V_{slip,max,Cd}}{n_b} = \frac{160.14}{4} = 40.03 \text{ kN} \quad (30)$$

In accordo alle formulazioni fornite dall'Eurocodice 3, l'area netta dei bulloni è la massima di:

$$\begin{aligned}
 A_{res,min1} &\geq \frac{\gamma_{M2}}{f_{ub}} \left(\frac{F_{v,Ed}}{\alpha_v} + \frac{F_{t,Ed}}{1.26} \right) = \frac{1.25}{1000} \left(\frac{40300}{0.5} + \frac{127220}{1.26} \right) = 220.42 \text{ mm}^2 \\
 A_{res,min,2} &\geq \frac{\gamma_{M2} \cdot F_{t,Ed}}{0.9 f_{ub}} = \frac{1.25 \cdot 127220}{0.9 \cdot 1000} = 172.14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}
 \tag{31}$$

Pertanto, vengono individuate bulloni M20 ($A_{res}=245 \text{ mm}^2$).

Per il progetto dello spessore della flangia (t_{Tf}), m_T è la distanza tra l'asse del bullone e la cerniera plastica che si forma in corrispondenza della sezione flangia-anima del T-stub e $e_T=n_T$ è la distanza tra l'asse del bullone e l'estremità del piatto. La spaziatura orizzontale tra i bulloni deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned}
 w_{Tf,min} &= \max\{ b_c + 2 r_c + 1.8 d_0; b_b - 2 \cdot e_{Tf} \} = 91.10 \text{ mm} \\
 w_{Tf,max} &= b_c - 2.4 d_0 = 173.20 \text{ mm}
 \end{aligned}
 \tag{32}$$

dove b_c è la base della colonna, r_c è il raggio di raccordo, b_b è la base della trave e e_{Tf} è la distanza orizzontale del bullone dal bordo libero, considerato pari a 38.3 mm per tener conto delle indicazioni normative relative alle distanze tra bulloni e tra i bulloni ed il bordo. In accordo alle limitazioni prima indicate, la spaziatura tra i bulloni è posta pari a 123.4 mm . Conseguentemente, la base del T-stub è pari a:

$$b_T = 2 \cdot e_{Tf} + w_{Tf} = 2 \cdot 38.3 + 123.4 = 200 \text{ mm} \tag{33}$$

Considerando la geometria del T-stub, la lunghezza efficace, considerando la distanza tra l'asse del bullone e la sezione flangia-anima $m = 45 \text{ mm}$, è valutata come:

$$b_{eff} = \min \{ b_{eff,1}; b_{eff,2}; 0.5 b_T \} = 100 \text{ mm} \tag{34}$$

Successivamente, è possibile progettare lo spessore della flangia del T-stub considerando eventuali meccanismi di rottura Tipo-1 o Tipo-2 e garantendo uno spessore minimo pari a 19.46 mm arrotondato a 20 mm . Infine, la distanza verticale tra i bulloni è uguale a $w_v = 2m + t_w$, dove t_w è lo spessore dell'anima del T-stub.

Step 6: Progetto dell'anima del T-stub

L'anima del The T-stub è soggetta a momento flettente, taglio e azione assiale quindi, di norma, insorgono interazioni. Lo spessore del piatto può essere determinato in modo da evitare l'interazione tra taglio e momento flettente. In aggiunta, per semplificare le verifiche a rifollamento, lo spessore del piatto (t_{Tw}), può essere imposto pari ad almeno lo spessore della flangia della trave:

$$t_{Tw} = \max \left\{ \frac{V_{slip,max} \cdot C_d \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}{0.5 \cdot b_T \cdot f_{y,T}} = \frac{160.14 \cdot \sqrt{3} \cdot 1}{0.5 \cdot 200 \cdot 0.355} = 7.60 \text{ mm}; t_{bf} = 10.2 \text{ mm} \right\} \rightarrow 15 \text{ mm} \tag{35}$$

Una volta determinato lo spessore della flangia, il numero ed il diametro dei bulloni che collegano l'anima del T-stub alla flangia della trave possono essere dimensionati considerando le azioni di taglio che insorgono nel collegamento mediante verifiche a taglio e rifollamento.

In dettaglio, sono state determinate 4 righe di bulloni M18, con spaziatura longitudinale pari a 50mm e con distanza minima dal bordo pari a 30 mm. Il passo trasversale dei bulloni è pari a 83.4mm e a distanza dal bordo è pari a 58.30mm così da avere un piatto con base pari a 200mm. Tuttavia, sono richieste verifiche di block tearing e della sezione netta.

Infine, per definire in maniera completa l'anima del T-stub, la dimensione minima del gap tra trave e colonna deve essere pari a:

$$\text{gap}_1 \geq t_{Tf} + 2 t_{Tw} = 50\text{mm} \rightarrow 70\text{mm} \quad (36)$$

La lunghezza dell'anima risulta essere quindi pari a 260mm.

Step 7: Progetto degli angolari

Le flange degli L-stub sono sollecitate dall'azione di trazione ($F_{slip,max,Cd}$), pertanto il progetto dei bulloni che collegano il piatto alla colonna si effettua mediante la formula fornita nell' Eq. (29). Sono quindi definiti bulloni M20 ($A_{res}=245\text{ mm}^2$). Per il progetto dello spessore di anima e flangia t_L , m_L è la distanza tra l'asse del bullone e la cerniera plastica posizionata nella sezione flangia-anima e e_L è la distanza tra l'asse del bullone ed il bordo libero. Il progetto è, in questo caso, iterativo: la definizione di m_L è legata allo spessore degli angolari che, inizialmente, non è definito perché dipendente da m_L . La distanza orizzontale tra i bulloni deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned} w_{Tf,min} &= b_c + 2 r_c + 1.8 d_0 = 91.10 \text{ mm} \\ w_{Tf,max} &= b_c - 2.4 d_0 = 173.20 \text{ mm} \end{aligned} \quad (37)$$

Dove b_c , r_c , b_b sono i parametri prima definiti. In accordo alle limitazioni di cui sopra, la spaziatura orizzontale tra i bulloni è pari a 145mm. A partire dai parametri definiti allo step 4 relativi alla definizione della geometria dei piatti ad attrito, la larghezza dell'L-stub è pari a:

$$h_L = 2 \cdot e_v + w_v = 2 \cdot 60 + 100 = 220 \text{ mm} \quad (38)$$

Fissato $m_L = 37\text{mm}$ e $n_L = e_L = 40.5\text{mm}$ la larghezza efficace è pari a:

$$h_{eff} = \min \{h_{eff,1}; h_{eff,2}; 0.5 h_L\} = 110 \text{ mm} \quad (39)$$

In seguito, lo spessore della flangia dell'L-stub è definito in accordo alla resistenza per meccanismo Tipo-1 e Tipo-2, determinando un valore minimo di 15.14mm arrotondato a 20mm.

Differentemente, risultano necessari per l'anima dell'L-stub il progetto delle asole verticali (s_v) e la verifica della sezione netta. In particolare, la dimensione delle asole verticali può essere determinata in modo da consentire la rotazione di progetto senza sollecitare i bulloni a taglio:

$$\begin{aligned} L_{slot,v,min} &= s_v + 2d_0 = \phi \cdot [\text{gap}_1 + e_h + s_h + w_h] + 2d_0 = \\ &= 0.06 \cdot [70 + 35 + 35.5 + 70] = 47.26 \text{ mm} \rightarrow L_{slot,v} = 61.50\text{mm} \end{aligned} \quad (40)$$

Comunque, una volta definita la geometria del L-stub, la verifica che la rotazione di progetto sia consentita si esegue come segue:

$$\delta_v = \phi \cdot (l_{Lw} + t_L) = 16.86\text{mm} < \text{gap}_2 = (h_{hw} - h_L) = 55\text{mm}$$

dove $l_{Lw} = \text{gap}_1 - t_L + L_{slot,h} + 2e_h - d_0 = 260 \text{ mm}$ è l'altezza dell'anima dell'L-stub, t_L è lo spessore dei piatti degli angolari, h_{hw} è l'altezza dell'anima del ringrosso e h_L è la lunghezza del L-stub.

Step 8: Verifica della trave e progetto degli irrigidimenti aggiuntivi d'anima della trave

La trave è una zona non-dissipativa, pertanto deve essere protetta dallo snervamento. A tal fine, l'Eq. (14) deve essere soddisfatta:

$$M_{slip.max.Cd} \frac{L-b}{L} \cong 112 \text{ kNm} \leq M_{b.Rd} = 171.82 \text{ kNm} \quad (41)$$

Infine, per evitare l'instabilità locale dell'anima della trave, è opportuno aggiungere due irrigidimenti alle estremità del dissipatore. La profondità di tali irrigidimenti è posta pari a metà base della trave mentre lo spessore è pari a 10 mm.

Step 9: Verifica della colonna e progetto degli irrigidimenti aggiuntivi d'anima della colonna

In accordo all'Eurocodice 3 Parte 1-8, sono richieste le verifiche dell'anima della colonna a taglio, in trazione ed in compressione e la verifica della flangia della colonna in. Nel caso in esame, sono stati inseriti piatti di continuità con spessore pari a 10 mm dove la forza $F_{slip.max.Cd}$ è applicata.

8.4 APPLICAZIONE PER LA SELEZIONE DELLE CONNESSIONI STANDARDIZZATE

Per supportare l'introduzione nel mercato della tipologia di dissipatore ad attrito per connessioni trave-colonna proposta, è essenziale standardizzare gli elementi dei nodi dissipativi. Al tal fine, nel progetto di ricerca FREDDAM, sono stati definiti gli elementi che compongono il dissipatore ad attrito (piatti asolati, materiale ad attrito, ecc.) da produrre industrialmente e preparare per il mercato sotto forma di kit pronto per l'installazione. Infatti, durante il progetto FREEDAM, si è proceduto con la definizione di un numero di soluzioni strutturali da produrre in serie che il progettista può selezionare in accordo ai carichi predefiniti e alle capacità deformative. In particolare, la procedura di progetto qui definita è stata prima implementata in un software per il calcolo automatico e, successivamente, è stato eseguito il progetto di 5 dispositivi ad attrito standardizzati che coprono un ampio range di profili IPE. I dispositivi predefiniti sono tutti concepiti con materiale ad attrito M4. La loro geometria è definita dalla distanza tra la flangia inferiore dall'asse del dispositivo, il diametro (d_b) ed il numero (n_b) dei bulloni come fornito in Tabella 8.2 ed in Figura 8.13.

Tabella 8.2: Parametri per i dispositivi FREEDAM standardizzati

Codice del dispositivo	Distanza tra la flangia inferiore della trave e l'asse del dissipatore ad attrito [cm]	Diametro dei bulloni	Numero dei bulloni
D1	170	M16	4
D2-A			4
D2-B	250	M20	6
D2-C			8
D3	330	M24	8

I cinque dispositivi coprono tutti i casi pratici, considerando le travi usualmente prodotte in Europa ed i livelli di utilizzazione che sono generalmente richiesti per applicazioni pratiche. In particolare, i valori del coefficiente di utilizzazione \bar{m} per le travi dei telai equipaggiati con dispositivi ad attrito in combinazione sismica sono stati definiti in accordo alle analisi parametri che sviluppate durante il progetto FREEDAM, meglio descritte nel capitolo 8. Sulla base degli intervalli ottenuti, sono stati considerati 4 valori di \bar{m} : 0.3, 0.4, 0.5 and 0.6.

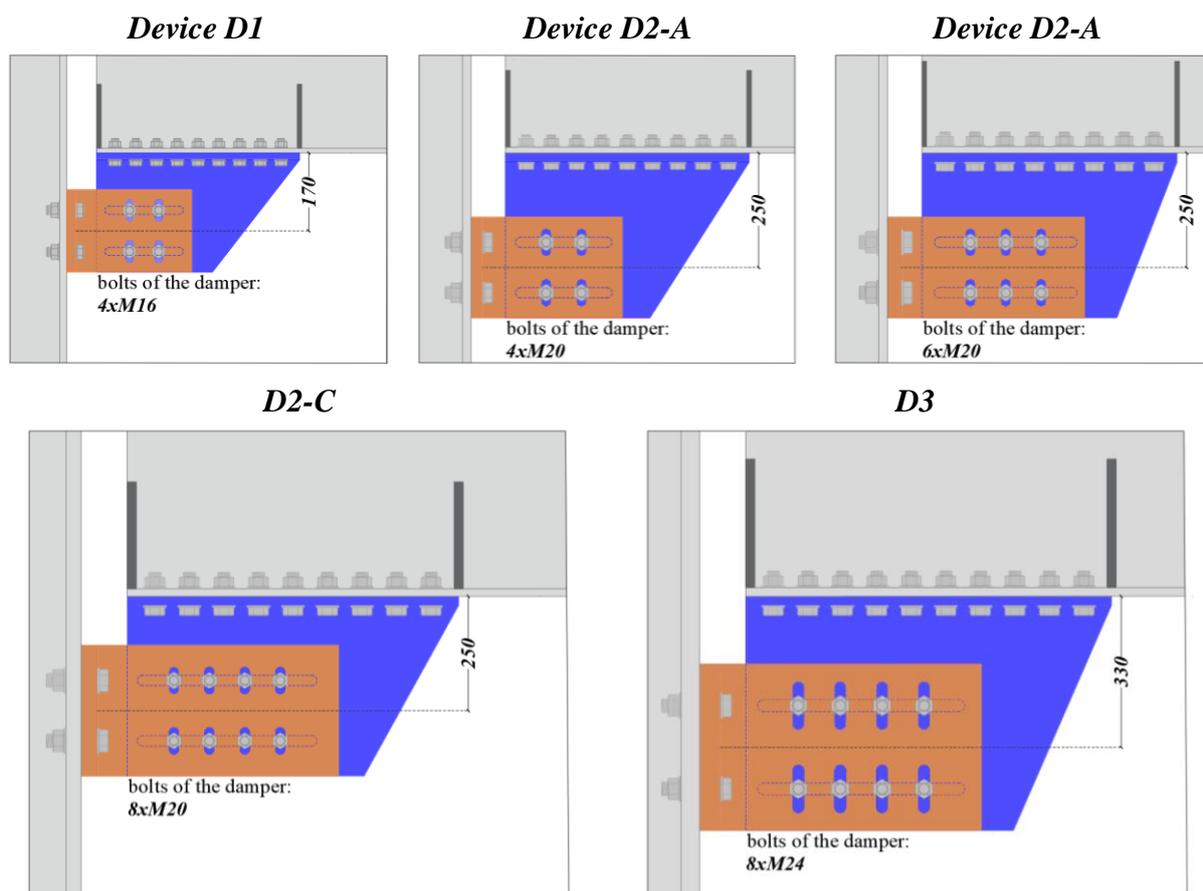
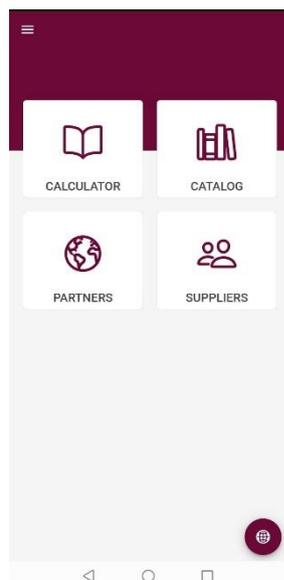


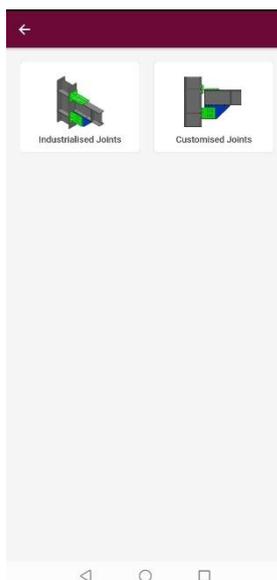
Figura 8.13 – Dispositivi standardizzati

In aggiunta, l'Università di Coimbra ha sviluppato una semplice App per dispositivi mobili chiamata "Freedom+", implementando l'algoritmo di calcolo nel sistema operativo Android and iOS, in modo da estendere gli strumenti FREEDAM per un veloce e semplice calcolo e verifica della risposta sismica dei nodi in acciaio così da individuare la soluzione nodale FREEDAM più adeguata. L'interfaccia dell'applicazione è riportata in Figura 8.14.

L'utente può progettare la connessione usando la sezione "CALCULATOR" (Figura 8.14a) e quindi può selezionare la tipologia di connessione tra quella industrializzata e quella customizzata (Figura 8.14b). L'utente può quindi selezionare il profilo della trave (Figura 8.14c) ed indicare il livello di utilizzazione richiesto \bar{m} (Figura 8.14d). Infine, l'applicazione Freedom+ fornisce tutte le caratteristiche della connessione trave-colonna equipaggiata con il dispositivo FREEDAM standardizzato (Figura 8.14e) e fornisce un report di calcolo disponibile nella sezione "Saved Reports" (Figura 8.14f).



a) Menu delle operazioni



b) Tipologie nodali configurabili



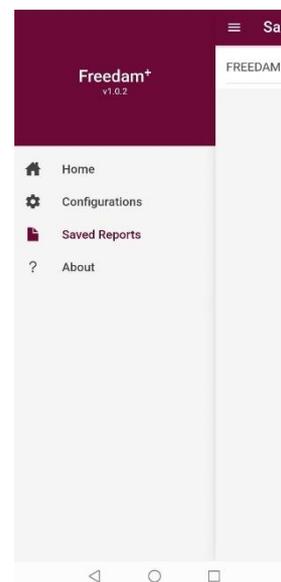
c) profili commerciali di travi



d) parametri di Progetto



e) nodo progettato



f) report di progetto

Figura 8.14 - Interfaccia dell'App Freedom, versione Android

Sebbene l'utilizzo di trave con profili IPE sia più razionale, il software permette di progettare soluzioni nodali anche con profili HEA. La sezione dell'applicazione è chiamata "customised joints" e fornisce, con gli stessi parametri di input, le principali proprietà geometriche del dissipatore FREEDAM, così come le informazioni relative al precarico, alla resistenza del dissipatore e alla lunghezza delle asole considerando una rotazione di progetto pari a 40mrad.

8.5 BIBLIOGRAFIA

- [1] ANSI/AISC 358-10, ANSI/AISC 358s1-11, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, 2011.
- [2] CEN, 2005c. “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions, and rules for buildings”. s.l.:s.n.
- [3] CEN, 2005b. “Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints”. s.l.:s.n.
- [4] CEN, 2005. “Eurocode 0: Basis of Structural Design”.
- [5] R. Tartaglia, M. D’Aniello, G.A. Rassati, J.A. Swanson, R. Landolfo: “Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent Europeandesign criteria”, *Engineering Structures*, Vol. 159, pp. 155-171, 2018.
- [6] R. Tartaglia, M. D’Aniello, G.A. Rassati: “Proposal of AISC-compliant seismic design criteria for ductile partially-restrained end-plate bolted joints”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 159, pp. 364-383, 2019.
- [7] M. D’Aniello, R. Tartaglia, S. Costanzo, R. Landolfo: “Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 128, pp. 512-527, 2017.
- [8] A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Design of full-strength full-ductility extended end-plate beam-to-column joints”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 148, p. 77-96, 2018.
- [9] A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Design criteria for beam-to-column connections equipped with friction devices”, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 172,2020.
- [10] M. Latour, M. D’Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo: “Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints”, *Soil Dynamics and earthquake Engineering*, Vol. 115, pp. 66-81, 2018.
- [11] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Experimental behaviour of innovative thermal spray coating materials for FREEDAM joints”. *Composites Part B Engineering*, Vol. 115, pp.289-299, 2017.
- [12] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers”, *Journal of Constructional Steel Research*, 146, pp. 33-48, 2018.

CAPITOLO 9

PROGETTAZIONE SISMICA DI TELAI PROVVISI DI CONNESSIONI FREEDAM

9.1 INTRODUZIONE

In questo capitolo viene riportata e descritta dettagliatamente la progettazione sismica di telai provvisti di connessioni FREEDAM. In particolare, si fa riferimento a telai sismo-resistenti (MRFs) progettati sia secondo quanto prescritto dalle normative EN1998 che secondo una procedura basata sull'adozione della Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico (TPMC). Un esempio è dettagliatamente riportato per mostrare la procedura di progetto di tali telai sismo-resistenti. Le strutture sono progettate in classe di duttilità alta (DC3) in accordo alla classificazione riportata nelle prEN1998 1-1 e 1-2 [2]-[3].

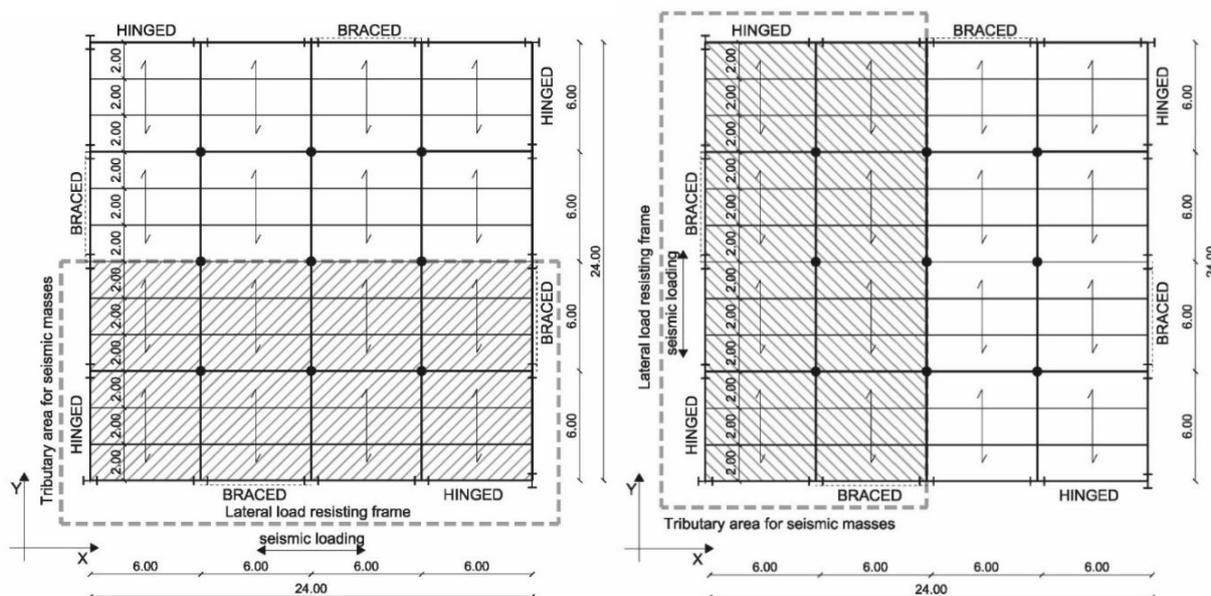
9.2 CASO STUDIO

9.2.1 Geometria

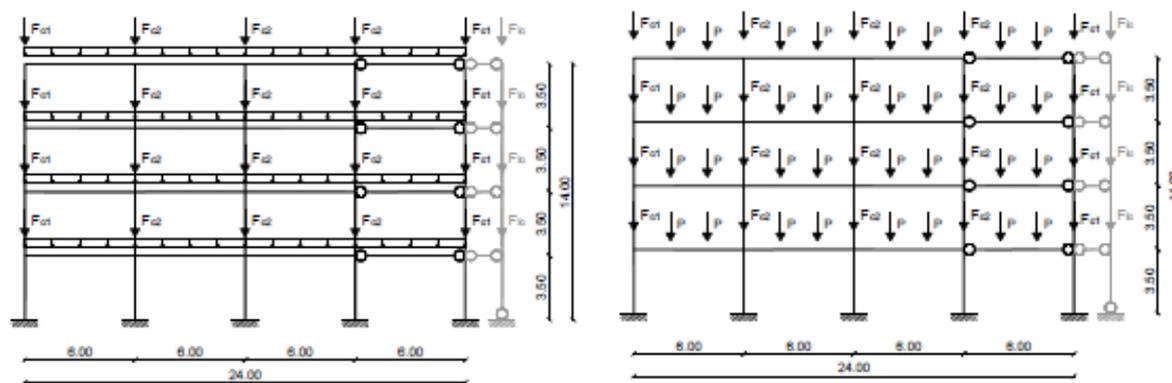
Lo schema in pianta degli edifici da analizzare è riportato in Figura 9.1. Il sistema sismo-resistente è perimetrale e quindi le campate interne sono incernierate e progettate per sostenere i soli carichi gravitazionali. L'edificio si compone di 4 piani alti 3.50 m mentre la luce delle campate è uguale a 6.00 m. Si assume che le scale e l'ascensore siano collocati esternamente all'edificio analizzato mediante l'utilizzo di una struttura indipendente. Lo schema sismo-resistente dell'edificio di seguito analizzato è riportato in Figura 2.2, per le direzioni X e Y, insieme alla leaning column (evidenziata in grigio) utilizzata in un'analisi piana per considerare gli effetti delle azioni interne indotte dai carichi gravitazionali. La colonna sull'angolo destro di ogni schema è orientata secondo la direzione debole. L'edificio in esame è adibito ad uffici, i.e. categoria B secondo l'Eurocodice 1 (EC 1-2002) [1]. Si adotta acciaio di tipo S355.

Nota la geometria della struttura, vengono descritti i seguenti step di progetto:

- Analisi dei carichi;
- Progetto delle travi del sistema resistente ai carichi gravitazionali;
- Calcolo dei carichi gravitazionali concentrati e distribuiti agenti sul telaio resistente alle azioni laterali;
- Calcolo dei carichi gravitazionali da applicare alla leaning column;
- Valutazione delle forze sismiche di progetto.



a) b)
 Figura 9.1 - Pianta dell'edificio con identificazione dei sistemi resistenti alle azioni laterali per le direzioni x (a) e y (b)



a) b)
 Figura 9.2 - Schema in elevazione dell'edificio in direzione X (a) e Y (b)

9.3 CARICHI PERMANENTI E VARIABILI

9.3.1 Carichi permanenti

Carichi permanenti strutturali

L'impalcato è una soletta composta acciaio-calcestruzzo caratterizzata da una lamiera grecata HI-BOND A 55 / P600 e da un calcestruzzo C20/25. Lo spessore complessivo della soletta è 125 mm. La lamiera grecata è realizzata con acciaio S280GD, con spessore 1.2 mm. Pertanto, i corrispondenti carichi sono:

- Peso del calcestruzzo: 2.34 kN/m²
- Peso della lamiera grecata: 0.16 kN/m²
- Peso degli elementi strutturali in acciaio: 0.75 kN/m²

Il carico permanente strutturale complessivo è: **3.25 kN/m²**.

Carichi permanenti non-strutturali

Isolamento acustico

L'isolamento acustico è realizzato tramite isolante fonoassorbente con uno spessore pari a 10 mm ed un peso per unità di volume di 0.30 kN/m^3 .

Massetto

Il massetto è composto con aggregati alleggeriti per uno spessore di 50 mm ed un peso per unità di volume di 7.2 kN/m^3 .

Pavimento

Il pavimento è realizzato in ceramica con un peso per unità di volume di 10 kN/m^3 ed uno spessore di 20 mm.

Isolamento termico

L'isolamento termico è composto in fibra di vetro con spessore di 10 mm e peso per unità di volume di 0.10 kN/m^3 .

Controsoffitti

Il controsoffitto è in cartongesso (spessore 20 mm) con peso per unità di volume uguale a 0.177 kN/m^3 . I valori dei pesi permanenti non strutturali sono riportati in Tabella 9.1.

Tabella 9.1 - Valori dei carichi permanenti non strutturali

	Peso per unità di volume (kN/m^3)	Spessore (m)	Carichi (kN/m^2)
Isolamento acustico	0.30	0.010	0.003
Massetto	7.20	0.050	0.360
Pavimento	10.00	0.020	0.200
Isolamento termico	0.10	0.100	0.010
Controsoffitto			0.177
Valore complessivo dei carichi permanenti non strutturali		0.75 kN/m^2	

Pareti esterne

Le pareti esterne sono in cartongesso (spessore 12.5 mm) con peso per unità di superficie di 1.00 kN/m^2 . In conclusione, sono stati considerati i seguenti carichi permanenti (g_k):

- Carichi permanenti su impalcati e tetto: $3.25 + 0.75 = 4.0 \text{ kN/m}^2$
- Carichi permanenti delle pareti perimetrali: 1.0 kN/m^2

9.3.2 Carichi variabili (q_k)

Le azioni variabili per edifici adibiti ad uffici sono uguali a: 3.00 kN/m^2

Tramezzi

Le pareti divisorie interne sono realizzate in ordito metallico singolo con pannello di rivestimento unico (tipo KNAUF W111). Sono realizzati con profilati d'acciaio formati a freddo a forma di

"C", posti ad una distanza di 600 mm. I profili a "C" sono completati da due lastre di cartongesso (spessore 12,5 mm) sulle superfici esterne. L'intercapedine contiene uno strato isolante in lana di roccia avente uno spessore di 60 mm e un peso per unità di volume pari a $0.7 \text{ kN} / \text{m}^3$. Il peso totale per unità di superficie è $0.292 \text{ kN}/\text{m}^2$ ($0.25 \text{ kN}/\text{m}^2$ per la parete non isolata e $0.7 \text{ kN}/\text{m}^3 \times 0.06 \text{ m} = 0.042 \text{ kN}/\text{m}^2$ per lo strato isolante).

L'altezza dei tramezzi è di circa 3.00 m, che corrisponde ad un carico lineare uguale a $0.292 \times 3.00 = 0.876 \text{ kN}/\text{m}$. Pertanto, dal momento che le pareti divisorie interne hanno un peso per unità di lunghezza inferiore a $1 \text{ kN}/\text{m}$, in accordo all'Eurocodice 1[1], è possibile modellare il loro carico come un carico uniforme uguale a $0.50 \text{ kN}/\text{m}^2$.

Di conseguenza, i valori caratteristici dei carichi variabili sono:

Impalcato tipo: $q_k = 3.5 \text{ kN}/\text{m}^2$

Copertura: $q_k = 3.0 \text{ kN}/\text{m}^2$

9.3.3 Progetto della soletta composta acciaio-calcestruzzo

Il carico di progetto è la somma dei carichi permanenti non strutturali e dei variabili:

$$q_u = 0.75 + 3.00 + 0.50 = 4.25 \text{ kN}/\text{m}^2$$

Il carico utile massimo per le solette miste acciaio-calcestruzzo HI-BOND A55/P600 mm è uguale a $4.25 \text{ kN}/\text{m}^2$ nel caso di travi continue su 4 supporti con luci di 2.00 m.

Pertanto, la soletta mista acciaio-calcestruzzo adottata può resistere ai carichi applicati. La combinazione fondamentale allo stato limite ultimo (ULS) per i carichi gravitazionali fornisce:

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_g (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q q_k = 1.35 \times (3.25 + 0.75) + 1.5 \times 3.50 && \text{Livelli} \\ &= 10.65 \text{ kN}/\text{m}^2 && \text{intermedi} \\ q_{d.roof} &= \gamma_g (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q q_k = 1.35 \times (3.25 + 0.75) + 1.5 \times 3.00 && \text{Copertura} \\ &= 9.9 \text{ kN}/\text{m}^2 \end{aligned}$$

9.3.4 Progetto delle travi

Le travi del sistema resistente ai carichi gravitazionali sono progettate per sostenere i carichi corrispondenti alla combinazione allo stato limite ultimo (ULS) $q_d = 10.65 \text{ kN}/\text{m}^2$ per gli impalcati e $q_{d.roof} = 9.9 \text{ kN}/\text{m}^2$ per la copertura. Per semplicità, si è adottato un Sistema isostatico per calcolare i carichi agenti sulle travi. Le reazioni corrispondenti ai supporti interni sono:

$$\begin{aligned} R_i &= 1.00 q_d l = 1.00 \times 10.65 \times 2 = 21.30 \text{ kN}/\text{m} \\ R_{i.roof} &= 1.00 q_{d.roof} l = 1.00 \times 9.9 \times 2 = 19.8 \text{ kN}/\text{m} \end{aligned}$$

mentre le reazioni in corrispondenza dei supporti esterni sono:

$$\begin{aligned} R_e &= 0.50 q_d l = 0.50 \times 10.65 \times 2 = 10.65 \text{ kN}/\text{m} \\ R_{e.roof} &= 0.50 q_{d.roof} l = 0.50 \times 9.9 \times 2 = 9.90 \text{ kN}/\text{m} \end{aligned}$$

La reazione R_i per unità di lunghezza è il carico distribuito agente sulle travi secondarie. Il massimo momento in corrispondenza della mezzera delle travi secondarie, calcolato per più di una trave caricata, è:

$$M_{max} = R_i \frac{L^2}{8} = 21.30 \times \frac{6^2}{8} = 95.85 \text{ kN m} \rightarrow W_{pl} = \frac{M_{max}}{f_y} = \frac{95.85 \times 1000}{355} \\ = 270.00 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 220}$$

Tuttavia, tale sezione deve essere incrementata per rispettare i requisiti in servizio con riferimento al limite relativo alla massima inflessione che è **1/300 per i soli carichi variabili ed 1/250 per la combinazione di carico caratteristica**.

A tale scopo si adotta una **IPE 270** quale sezione per la trave. Quindi, il profilo standard selezionato per le travi secondarie è una sezione IPE 270 che risulta anche verificata nei confronti dei requisiti in servizio. Il progetto della resistenza flessionale delle travi secondarie è:

$$M_{Rd} = \frac{484 \times 10^{-3} \times 355}{1.00} \cong 171.82 \text{ kNm}$$

Il carico concentrato dovuto alle travi interne è $P = 127.8 \text{ kN}$ mentre il carico agente sulle travi principali esterne è uguale a $P = 63.90 \text{ kN}$.

Il massimo momento agente su tali travi è uguale a:

$$M_{max} = Pl = 127.8 \times 2 = 255.60 \text{ kNm} \rightarrow W_{pl} = \frac{M_{max}}{f_y} = \frac{255.60 \times 1000}{355} \\ = 720.00 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 330}$$

Anche in questo caso la sezione ottenuta deve essere incrementata ad **IPE360** per rispettare il limite relativo alla massima inflessione verticale.

Il momento resistente di queste travi è:

$$M_{Rd} = \frac{1019.1 \times 10^{-3} \times 355}{1.00} \cong 361.8 \text{ kNm}$$

9.3.5 Calcolo dei carichi verticali concentrati e distribuiti sul telaio sismo-resistente di bordo

È importante osservare che il calcolo dei carichi agenti sulle colonne richiede di considerare il peso delle pareti esterne uguale a 1.00 kN/m^2 come direttamente trasmesso alle colonne. L'altezza delle pareti esterne in copertura è 1.75 m .

Telaio sismo-resistente laterale parallelo alle travi secondarie (direzione X)

Con riferimento alla combinazione sismica fornita dall'Eurocodice 8, i carichi verticali agenti ad un livello intermedio sono valutati come di seguito:

$$G_k + \psi_2 Q_k = 4.00 + 0.3 \times 3.5 = 5.05 \text{ kN/m}^2$$

mentre in copertura si valutano come:

$$G_k + \psi_2 Q_k = 4.00 + 0.3 \times 3.0 = 4.90 \text{ kN/m}^2$$

in modo che sia possibile valutare i carichi distribuiti agenti sulle travi del generico livello dello schema sismo-resistente come:

$$q_d = 0.50 \times 5.05 \times 2 = 5.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

mentre per la copertura:

$$q_{d.roof} = 0.50 \times 4.90 \times 2 = 4.90 \text{ kN/m}$$

I carichi concentrati agenti sulle colonne, e valutati con riferimento alla combinazione sismica, sono riportati in Tabella 9.2 e Tabella 9.3.

Tabella 9.2 - Carichi concentrati sulle travi per il telaio sismo-resistente perimetrale parallelo alle travi secondarie.

Livello	F_{c1} (kN)		F_{c2} (kN)		F_{lc} (kN)	
	G_k	Q_k	G_k	Q_k	G_k	Q_k
1-3	45.00	21.00	69.00	42.00	927.00	756.00
4	34.50	18.00	58.50	36.00	895.50	648.00

Telaio sismo-resistente laterale ortogonale alle travi secondarie (direzione Y)

I telai sismo-resistenti di bordo orientati ortogonalmente alle travi secondarie non hanno carichi distribuiti ma concentrati con una luce di 2 m (P).

Tabella 9.3 - Carichi concentrati sulle travi per il telaio sismo-resistente perimetrale ortogonale alle travi secondarie.

Livello	P (kN)		F_{c1} (kN)		F_{c2} (kN)		F_{lc} (kN)	
	G_k	Q_k	G_k	Q_k	G_k	Q_k	G_k	Q_k
1-3	24.00	21.00	33.00	10.50	45.00	21.00	927.00	756.00
4	24.00	18.00	22.50	9.00	34.50	18.00	895.50	648.00

9.3.6 Verifica di instabilità globale

Le forze ed i momenti interni dovrebbero essere determinati ricorrendo ad un'analisi del primo ordine [4]. Gli effetti della configurazione deformata (effetti del secondo ordine) dovrebbero essere considerati se incrementano significativamente gli effetti delle azioni o modificano il comportamento strutturale.

È possibile ricorrere all'analisi del primo ordine se risulta essere trascurabile l'incremento delle rilevanti azioni interne o qualsiasi altra modifica del comportamento strutturale causato dalla deformata strutturale. Questa condizione si assume essere rispettata se:

$$\alpha_{cr} \geq 10$$

dove α_{cr} è il fattore di buckling per il quale il carico di progetto dovrebbe essere incrementato per indurre l'instabilità elastica a livello globale.

L'analisi di buckling dovrebbe essere eseguita sia con riferimento alla combinazione di carico gravitazionale fondamentale (ULS):

$$\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k = 1.35G_k + 1.5Q_k$$

che con riferimento alla combinazione gravitazionale in condizioni sismiche (SD).

$$G_k + \psi_{2,i} Q_k = G_k + 0.3Q_k$$

Tuttavia, per i telai principali può risultare che il fattore di buckling sia inferiore a 10. Pertanto, le EN 1993 [4] suggeriscono che se:

$$\alpha_{cr} \geq 3$$

gli effetti del secondo ordine dovuti ai carichi verticali possono essere calcolati incrementando le azioni orizzontali H_{Ed} dovute alle imperfezioni e ad altri possibili effetti in accordo alla teoria del primo ordine tramite il fattore:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

In questo caso studio, sono state considerate solo le forze orizzontali dovute alle imperfezioni.

9.3.7 Calcolo dei carichi equivalenti alle imperfezioni

Nell'analisi strutturale dovrebbero essere introdotti appropriati coefficienti per considerare gli effetti delle imperfezioni, comprese le sollecitazioni residue e le imperfezioni geometriche come mancanza di verticalità, mancanza di rettilineità, mancanza di planarità, mancanza di adattamento ed eventuali eccentricità minori presenti nei giunti della struttura non caricata.

Le imperfezioni geometriche equivalenti dovrebbero essere utilizzate con valori che riflettano i possibili effetti di tutti i tipi di imperfezioni, a meno che tali effetti non siano già considerati nelle formule di resistenza per la progettazione dell'elemento.

La forma assunta delle imperfezioni globali può essere derivata dal modo di buckling elastico di una struttura nel piano di instabilità considerato.

Per i telai sensibili all'instabilità, l'effetto delle imperfezioni dovrebbe essere considerato nell'analisi del telaio mediante un'imperfezione equivalente sotto forma di un'imperfezione iniziale e le singole imperfezioni locali per le membrature.

L'imperfezione globale iniziale può essere determinata come:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

dove:

ϕ_0 assume il valore $\phi_0 = 1/200 = 0.005$

α_h è il fattore riduttivo dipendente dall'altezza h (l'altezza complessiva dell'edificio) (Figura 2.3)

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ con } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

α_m è il fattore riduttivo dipendente dal numero di colonne in una stilata $\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$

m è il numero di colonne in una stilata includendo solo quelle che sostengono un carico verticale N_{Ed} non inferiore al 50% dello sforzo normale medio di progetto agente sulle colonne della stessa stilata.

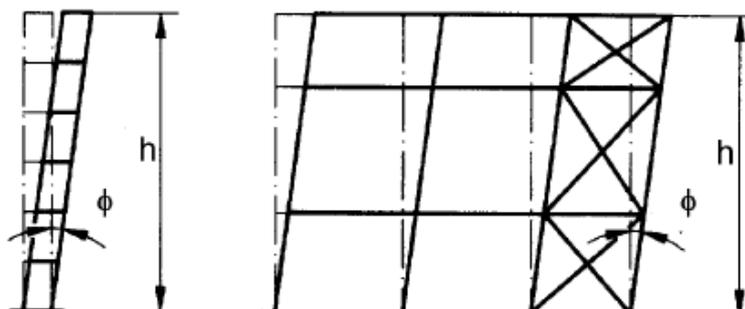


Figura 9.3 - Imperfezioni globali equivalenti

Per le strutture analizzate in questo documento, i valori dei parametri relativi all'imperfezione globale iniziale sono riportati in Tabella 9.4.

Tabella 9.4 - Parametri di imperfezione globale

Livello	h (m)	ϕ_0 (-)	α_h (-)	m (-)	α_m (-)	ϕ (-)
4-piani	14	0.005	0.67	5	0.77	0.0026

La valutazione delle forze orizzontali equivalenti all'imperfezione può essere effettuata come segue:

$$H_{Ed} = \phi N_{Ed}$$

dove N_{Ed} è il carico assiale compressivo agente ad ogni livello sia nella combinazione gravitazionale fondamentale (ULS) che allo stato limite di danno (SD). I valori delle forze sono riportati in Tabella 9.5 e Tabella 9.6 per entrambe le combinazioni ULS e SD.

Tabella 9.5 - Forze equivalenti alle imperfezioni globali per la struttura di 4 piani in combinazione ULS

Livello	N_{Ed} (kN)	ϕ (-)	H_{Ed} (kN)
1-3	3294.00	0.0026	8.51
4	2946.60		7.65

Tabella 9.6 - Forze equivalenti alle imperfezioni globali per la struttura di 4 piani in combinazione SD

Livello	N_{Ed} (kN)	ϕ (-)	H_{Ed} (kN)
1-3	1622.40	0.0026	4.19
4	1495.20		3.86

* N_{Ed} sono valutati per metà struttura

Le forze equivalenti alle imperfezioni devono essere sommate in tutte le combinazioni di carico da assegnare alla struttura presente per carichi sismici o gravitazionali.

Per le strutture a telaio, le imperfezioni possono essere ignorate quando:

$$H_{Ed} \geq 0.15N_{Ed}$$

9.4 DEFINIZIONE DEGLI SPETTRI DI PROGETTO IN ACCORDO ALLE prEN 1998-1-1

A seconda della misura dell'intensità sismica devono essere soddisfatti diversi requisiti o obiettivi prestazionali. Aumentando la misura dell'intensità sismica, gli eventi sismici possono essere classificati come frequenti, occasionali, rari e molto rari. È noto che un criterio prestazionale è dato dalla combinazione di un obiettivo di prestazione, ovvero uno stato limite, con una data misura di intensità sismica.

Tipicamente, lo stato limite di collasso (NC) deve essere soddisfatto per eventi sismici molto rari. Lo stato limite di danno significativo (DS), spesso indicato anche come salvaguardia della vita, deve essere soddisfatto per eventi sismici rari. Lo stato limite di limitazione del danno (DL), spesso indicato anche come stato limite di operatività, deve essere soddisfatto per eventi sismici occasionali. Lo stato limite di completa operatività (OP) deve essere soddisfatto per eventi sismici frequenti.

Con riferimento allo stato limite di completa operatività (OP), sebbene nelle prEN 1998-1-1 [6] si accetti che la struttura sia solo leggermente danneggiata e ne sia economicamente conveniente la riparazione, consentendo il funzionamento degli impianti della struttura, tuttavia possono essere suggeriti requisiti prestazionali più severi. I corrispondenti requisiti di progetto devono essere concordati con il cliente. Dal momento che sarebbe auspicabile che la struttura rimanga nel range elastico sotto eventi sismici la cui intensità corrisponde ad eventi sismici frequenti il cui periodo di ritorno è tale da poter verificarsi una o più volte durante il ciclo di vita della struttura, per i telai sismo-resistenti con connessioni FREEDAM può essere opportuno inoltre che, sotto l'azione di frequenti terremoti, non si verifichi alcuna attivazione degli smorzatori ad attrito. Inoltre, anche se tale obiettivo prestazionale non è attualmente riportato nelle norme, i clienti possono richiederlo. Alla luce di tale considerazione, nel seguito si fa riferimento sia allo spettro dello stato limite SD associato ad una probabilità di superamento del 10% in 475 anni, che ad uno spettro dello stato limite OP la cui entità è conforme ad un evento sismico avente probabilità di superamento dell'81% in 50 anni. In particolare, il progetto dei dispositivi FREEDAM è eseguito utilizzando le azioni interne generate dallo spettro di progetto allo stato limite OP per evitare lo scorrimento di qualsiasi dispositivo. Al contrario, le verifiche di tutte le zone non dissipative, degli effetti del secondo ordine e dei limiti in termini di drift di piano sono eseguite considerando le azioni derivanti dallo spettro di progetto allo stato limite SD.

9.4.1 Parametri per la definizione degli spettri di risposta

Lo spettro di progetto per la classe di duttilità DC3 dipende dall'indice di azione sismica massimo S_δ consentito dall'Eurocodice 8 (1-1) e ottenuto dalla seguente formula:

$$S_\delta = \delta F_\alpha F_T S_{\alpha,475}$$

dove $\delta = 1.0$ per CC2, $F_\alpha = 1.3(1 - 0.01)S_{\alpha,RP}$ è il fattore di amplificazione del sito di breve periodo (per la categoria del sito B)

- $F_T = 1.0$ è il fattore amplificativo relative alla topografia (per categoria del sito B)
- $S_{\alpha,475} = 7.03$ per la classe di duttilità DC3

Per costruire lo spettro di risposta per azioni orizzontali, occorre identificare per prima cosa i parametri spettrali. In particolare, l'Eurocodice 8 1-1 [2] definisce i valori di T_A , F_A , χ (vedere la Tabella 5.4 dell'EC8 1-1 [2]) come segue:

$$T_A = 0.02s \quad F_A = 2.5 \quad \chi = 4$$

Le accelerazioni spettrali S_α e S_β devono essere calcolate tramite le formule:

$$S_\alpha = F_T F_\alpha S_{\alpha,RP} ; S_\beta = F_T F_\beta S_{\beta,RP} \text{ in cui:}$$

$$S_{\alpha,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\alpha,ref}$$

$$S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\beta,ref}$$

$\gamma_{LS,CC} = 1$ è il fattore prestazionale allo stato limite di danno significativo.

$S_{\beta,ref} = f_h S_{\alpha,ref}$ dove $f_h = 0.4$ per alti livelli di sismicità per $S_{\alpha,475} > 5$

$F_{\beta} = 1.6(1 - 0.02)S_{\beta,RP}$ è il fattore di amplificazione del sito per la categoria del sito B (dalla Tabella 5.4)

I periodi T_C e T_B possono essere calcolati come:

$$T_C = \frac{S_{\beta} T_B}{S_{\alpha}} \quad T_B = 0.10s, \quad \text{se } \frac{T_C}{\chi} > 0.10s$$

Il valore di χ di T_D è 2 (vedere Tabella 5.3 di [2]) se $S_{\beta,RP} \leq 1 \text{ m/s}^2$ mentre è $1+S_{\beta,RP}$ se $S_{\beta,RP} > 1 \text{ m/s}^2$.

La definizione dello spettro ridotto avviene utilizzando il fattore di comportamento. Per i telai sismo-resistenti in DC3 il fattore di comportamento q non è maggiore di 6.5 [2]. Il valore limite del fattore di comportamento è stato assunto per tutti i casi.

Lo spettro ridotto, $S_r(T)$, è fornito da:

$$S_r(T) = \frac{S_e(T)}{R_q(T)} \geq \beta S_{\alpha,475}$$

dove:

$$0 \leq T \leq T_A: \quad R_q(T) = R_{q0} = q_R q_S$$

$$T_A \leq T \leq T_B: \quad R_q(T) = R_{q0} + (q - R_{q0})(T - T_A)/(T_B - T_A)$$

$$T_B \leq T: \quad R_q(T) = q$$

È importante osservare che β è il fattore limite inferiore per lo spettro ridotto orizzontale. I valori da attribuire a β sono riportati nelle relative parti della versione attuale della EN1998 [5]. Questo valore limite inferiore si applica solo alle forze. La domanda di spostamento dovrebbe ancora essere valutata dallo spettro di spostamento o dallo spettro di risposta elastico, per strutture molto deformabili. Il controllo in termini di resistenza deve essere effettuato con lo spettro limitato inferiormente mentre il controllo del drift e degli effetti del secondo ordine devono essere effettuati, per quanto riguarda le grandezze relative allo spostamento, con lo spettro non limitato inferiormente.

Dal momento che il fattore β non è stato ancora incluso nella nuova bozza dell'Eurocodice 8, sembra logico riferirsi alla precedente versione dell'Eurocodice 8 [5] dove il valore del limite inferiore di tale fattore da applicare alla PGA è 0.2.

Il valore della PGA è stato calcolato come rapporto tra $S_{\alpha,475}$ e F_{α} .

9.4.2 Spettri allo stato limite di completa operatività (OP) e al danno significativo (SD)

Lo spettro di progetto $S_{\alpha,ref}$ è stato ottenuto applicando la seguente relazione (vedere l'Eq. (5.2) dell'EC8 1-1 [2]):

$$S_{\alpha,ref} = \frac{S_{\alpha,475}}{\left(\frac{475}{T_{ref}}\right)^{1/k}}$$

$S_{\alpha,ref}$ è la massima pseudo-accelerazione di riferimento, corrispondente al ramo ad accelerazione costante dello spettro elastico di risposta orizzontale con smorzamento del 5% per un periodo di ritorno T_{ref} uguale a 30 anni per lo stato limite di completa operatività (OP).

In Figura 2.4 è riportato lo spettro di risposta elastico per entrambi gli stati limite SD e OP mentre, in Figura 2.5 lo spettro di stato limite SD ridotto che tiene conto anche della limitazione

del limite inferiore è riportato e confrontato con lo spettro di progetto dello stato limite OP non scalato. In questo capitolo non viene riportato lo spettro di risposta allo stato limite di danno (DL) in quanto tutte le verifiche si riferiscono ad azioni sismiche calcolate secondo lo spettro SD. Il fattore di comportamento in caso di stato limite OP è ovviamente assunto pari a 1.

Elastic Response Spectrum

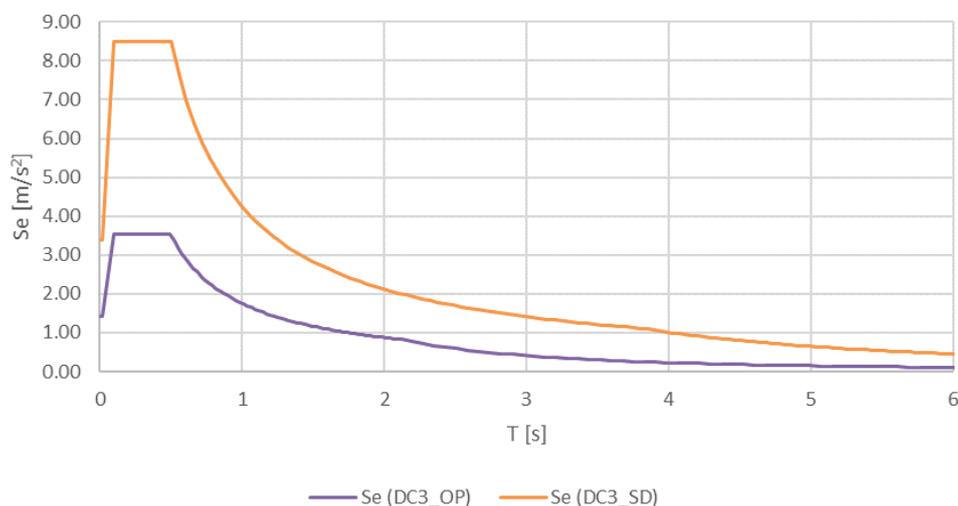


Figura 9.4 - Spettro di risposta elastico orizzontale per gli stati limite OP e SD

Reduced spectrum

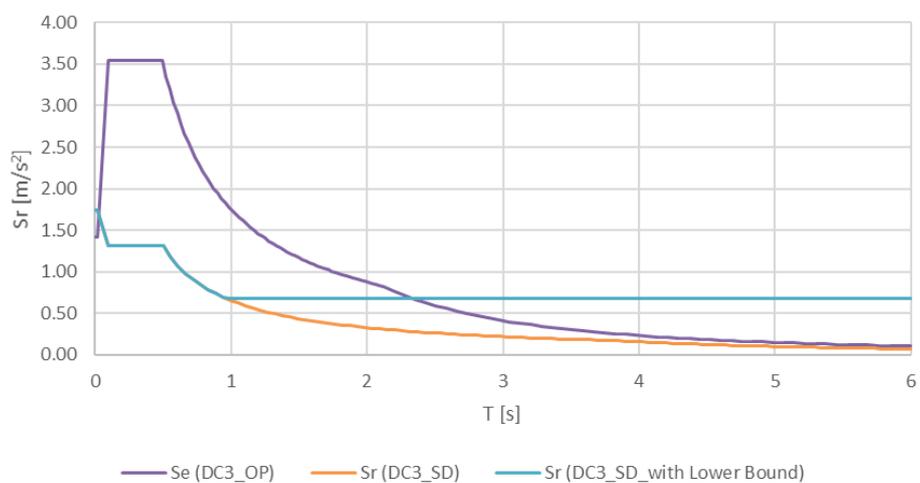


Figura 9.5 - Spettro di risposta orizzontale ridotto per OP e SD con e senza limite inferiore

9.5 MODELLO STRUTTURALE

I telai sismo-resistenti sono stati modellati con il software SAP 2000 [5], in particolare gli effetti del secondo ordine dovuti ai carichi gravitazionali sono considerati tramite la leaning column. Ad ogni livello sono stati inseriti dei diaframmi con il doppio scopo di connettere la leaning column con la struttura ed assicurare un impalcato infinitamente rigido. In Figura 9.6 si riporta il modello con l'identificazione delle zone nodali considerate infinitamente rigide.

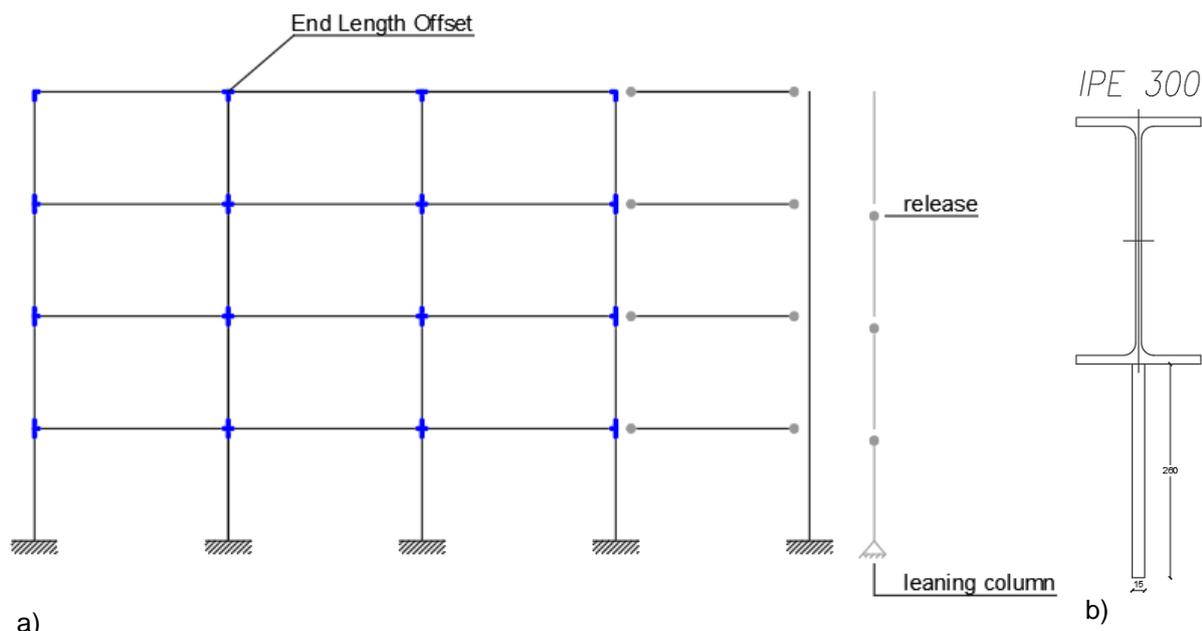


Figura 9.6 - Modello SAP con offset di estremità e leaning column (a), Modello del nodo FREEDAM (b)

La zona nodale e la connessione sono modellate introducendo offset rigidi per simulare la rigidità del pannello nodale. Inoltre, la differenza in termini di rigidità dell'estremità della trave, dove il nodo FREEDAM è collocato, è modellata tramite un profilo personalizzato costituito da una sezione di trave caratterizzato dalla presenza di un piatto verticale in corrispondenza della flangia inferiore per simulare il ringrosso del nodo FREEDAM. Le sezioni delle travi sono state preliminarmente progettate in accordo alla combinazione gravitazionale fondamentale (ULS) e sono IPE 300. Inoltre, le travi appartenenti alle campate incernierate sono IPE 220 per il telaio in direzione X ed IPE 270 per il telaio in direzione Y. È importante sottolineare che le travi provviste di dissipatori ad attrito sono state selezionate per avere la stessa sezione per favorire il soddisfacimento delle verifiche in termini di instabilità globale e drift laterale.

Lo schema di carico è riportato in Figura 9.7 con riferimento a G_k , Q_k ed alle imperfezioni H_k definite sia per la combinazione di carico fondamentale (ULS) che per la combinazione sismica (SD).

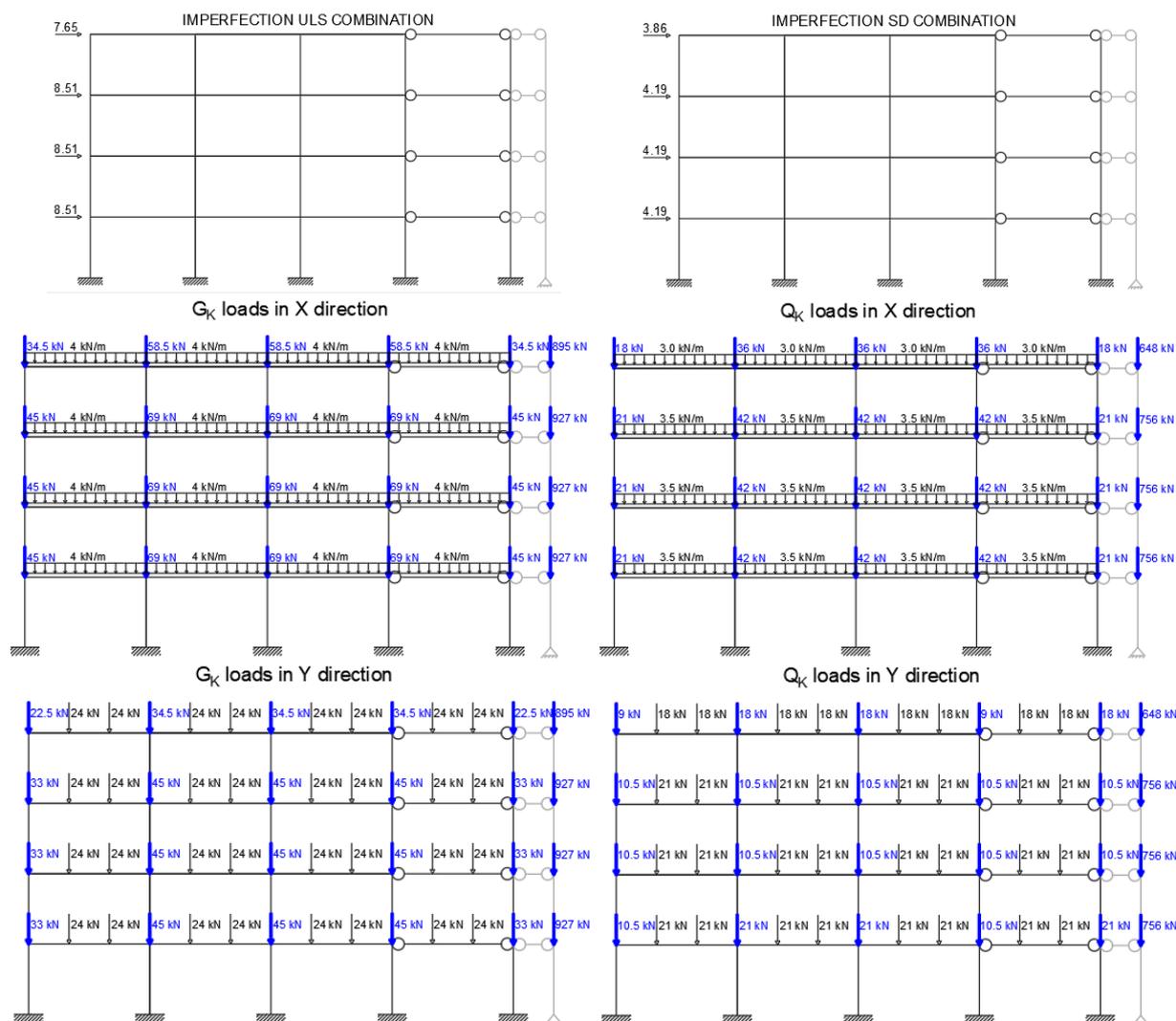


Figura 9.7 - Schema di carico per le imperfezioni H_k , G_k , e Q_k

9.6 PROGETTO/VERIFICA PER CARICHI VERTICALI

Le colonne sono preliminarmente dimensionate per resistere ai carichi verticali in accordo alla combinazione gravitazionale fondamentale (ULS) e per assicurare che α_{cr} sia maggiore di 3 [4]. Inoltre, anche i drift laterali sono stati controllati in accordo all'Eq. (6.8) della norma prEN1998 1-1 [2]. I risultati sono riportati in Tabella 9.10. I primi di vibrazione corrispondenti al primo modo della struttura sono $T_1 = 1.75$ s in direzione X e $T_1 = 1.60$ s in direzione Y.

Un'analisi di buckling è stata eseguita per valutare il moltiplicatore α_{cr} . Se $3 \leq \alpha \leq 10$ le azioni orizzontali (solo imperfezioni in condizioni di progetto per carichi verticali) devono essere amplificate con il coefficiente $1/(1 - \frac{1}{\alpha_{cr}})$. Si osserva che per il telaio in direzione X $\alpha_{cr} = 6.74$ ed il corrispondente fattore amplificativo è uguale a 1.18, mentre per il telaio in direzione Y $\alpha_{cr} = 7.00$ ed il corrispondente fattore amplificativo è 1.17.

Tabella 9.7 - Sezioni preliminari di travi e colonne

Livello	Direzione X		Direzione Y	
	Campata 1-3	Campata 4 (pinned)	Campata 1-3	Campata 4 (pinned)
1-2	IPE 330	IPE 220	IPE 330	IPE 270
3-4	IPE 300	IPE 220	IPE 330	IPE 270
Livello	Colonna 1-5	Colonna 4	Colonna 1-5	Colonna 4
1-2	HE 340 B	HE 340 B	HE 340 B	HE 340 B
3-4	HE 320 B	HE 320 B	HE 320 B	HE 320 B

9.7 PROGETTO DELLE ZONE DISSIPATIVE: I NODI FREEDAM

I nodi FREEDAM possono essere progettati in accordo alla seguente equazione:

$$M_{Ed} \leq M_{slip.Rd} = \frac{\mu_{s.lower} n_b n_s F_{p,lt} h_t}{\gamma_{Mf}} \quad (2.1)$$

dove n_b è il numero di bulloni, n_s è il numero di superfici di contatto, $F_{p,lt}$ è il valore a lungo termine del precarico del bullone dovuto al serraggio, h_t è il braccio di leva, $\mu_{s.lower}$ è il frattile al 5% del coefficiente di attrito statico delle superfici in contatto essendo influenzato dal processo di rivestimento delle superfici e γ_{Mf} è il coefficiente parziale di sicurezza. Nel caso di dissipatori FREEDAM, i cui piatti ad attrito sono ricoperti di materiale M4, si possono utilizzare i valori $\mu_{s.lower} = 0.69$ e $\gamma_{Mf} = 1.162$. I momenti agenti alle estremità delle travi derivano da un'analisi eseguita in accordo alla combinazione sismica utilizzando lo spettro di risposta di progetto in OP.

Dal momento che lo scopo dei nodi FREEDAM è la protezione dell'estremità della trave dallo snervamento, bisogna soddisfare un criterio di gerarchia locale per assicurare che la trave rimanga in campo elastico tramite la seguente disequazione:

$$M_{b.Rd} \geq \Omega_{Cd} M_{slip.Rd} \left(\frac{l-L}{l} \right) \quad (2.2)$$

dove $M_{b.Rd}$ è il momento plastico della trave; l è la distanza tra la faccia della colonna ed il punto in cui si annulla il momento flettente, assunta uguale a metà della lunghezza della trave; L è la lunghezza del dispositivo (Figura 9.8); Ω_{Cd} , assunto uguale a 1.56, è il coefficiente di sovrarresistenza che tiene conto della variabilità sia del coefficiente di attrito che del precarico dei bulloni.

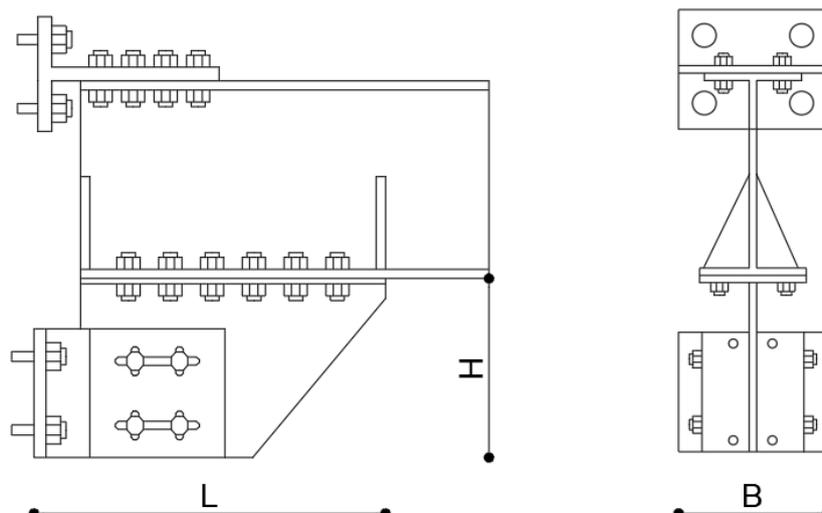


Figura 9.8 - Dispositivo D1 per il nodo FREEDAM

Tabella 9.8 - Dimensioni del FREEDAM D1

DISPOSITIVO	Dimensione minima della colonna	L (mm)	H (mm)	B (mm)
D1	HE 240 B	505	260	221

Tabella 9.9 - Progetto dei nodi FREEDAM per la struttura orientata in direzione X

Liv.	Colonna	Trave	D	l (m)	$M_{Ed,max}$ (kNm)	$F_{p,lt}$ (kN)	$M_{slip,Rd}$ (kNm)	$\Omega_{Cd} M_{slip,Rd}$ (kNm)	$M_{b,Rd}$ (kNm)
1-2	HE340B	IPE360	D1	2.83	228.27	91.00	229.11	293.86	361.75
3-4	HE320B	IPE300	D1	2.84	162.70	73.00	162.99	209.21	223.08

Tabella 9.10 - Progetto dei nodi FREEDAM per la struttura orientata in direzione Y

Liv.	Colonna	Trave	D	l (m)	$M_{Ed,max}$ (kNm)	$F_{p,lt}$ (kN)	$M_{slip,Rd}$ (kNm)	$\Omega_{Cd} M_{slip,Rd}$ (kNm)	$M_{b,Rd}$ (kNm)
1-2	HE340B	IPE360	D1	2.83	250.98	100.00	251.77	322.68	361.75
3-4	HE320B	IPE330	D1	2.84	186.16	79.00	187.64	240.67	285.53

Tutti i dispositivi sono di tipo D1, le cui caratteristiche sono riportate in Figura 9.8 ed in Tabella 9.8. È importante sottolineare che le sezioni delle travi sono leggermente incrementate per soddisfare il criterio di gerarchia locale riportato in Eq. (2.2).

9.8 APPROCCIO PROGETTUALE IN ACCORDO ALLE prEN1998

Di seguito si riporta un dettagliato esempio per il progetto del telaio orientato in direzione X, mentre per il telaio in direzione Y sono riportati solo i risultati.

9.8.1 Progetto e verifica delle travi

Le travi devono essere progettate in accordo alle equazioni da (14.2) a (14.4) delle raccomandazioni pre-normative di progetto (prDR) [7]. I momenti di progetto $M_{Ed,max}$ sono stati selezionati come i massimi considerando i primi due e gli ultimi due livelli in modo da garantire un'adeguata ridondanza tra la resistenza di tutti i dispositivi. In questo caso, i momenti flettenti agenti $M_{Ed,max}$ derivano da un'analisi eseguita in accordo alla combinazione sismica di progetto considerando lo spettro di progetto allo SD limitato inferiormente (Figura 9.5).

Tabella 9.11 - Progetto e verifica delle travi per sforzo normale e momento flettente

Liv.	Trave	$M_{Ed,max}$ (kNm)	$M_{b,Rd}$ (kNm)	Verifica	N_{Ed} (kN)	$0.15N_{p,Rd}$ (kN)	Verifica
1-2	IPE 360	174.24	361.75	ok	0.00	333.40	ok
3-4	IPE 300	114.02	223.08	ok	0.00	333.40	ok

In DC3 V_{Ed} è dato dall'Eq. (14.5) del prDR [7] con Ω_{rm} uguale a 1.50 per i dispositivi FREEDAM. I valori utilizzati per il calcolo del taglio sono riportati in Tabella 9.12.

Tabella 9.12 - Progetto e verifica a taglio delle travi

Liv.	$M_{slip,Rd,A}$ (kNm)	$M_{slip,Rd,B}$ (kNm)	$M_{slip,A}$ (kNm)	$M_{slip,B}$ (kNm)	L_n (m)	$V_{Ed,M}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	$V_{b,Rd}$ (kN)	Verifica
1-2	226.60	226.60	339.89	339.89	5.70	119.26	30.30	149.56	670.77	ok
3-4	185.27	185.27	277.90	277.90	5.72	97.17	30.30	127.47	490.66	ok

* L_n è la luce netta della trave tra le ali delle colonne alle due estremità della trave

9.8.2 Progetto e verifica delle colonne

La resistenza e stabilità delle colonne in DC3 sono state verificate tramite l'Eq. (15.4) del prDR [7].

Tabella 9.13 - Resistenza e stabilità delle colonne

Nodo	Elemento	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	$N_{Ed} \leq 0.3N_{pl,Rd}$	$M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})$ (kN m)	s_h (m)	$\sum M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})$ (kN m)	$\sum \Omega_{rm} M_{slip,Rd} + s_h(V_{Ed,M})$ (kN m)
4	Sup.	4664.70	101.08	ok	544.57	0.14	1089.14	512.90
	Inf.	4664.70	214.45	ok	544.57			
3	Sup.	4664.70	72.31	ok	544.57	0.14	1089.14	500.93
	Inf.	4664.70	171.82	ok	544.57			
2	Sup.	5293.05	330.35	ok	663.495	0.15	1326.99	723.52
	Inf.	5293.05	447.76	ok	663.495			
1	Sup.	5293.05	287.21	ok	663.495	0.15	1326.99	705.43
	Inf.	5293.05	402.92	ok	663.495			

Le verifiche in compressione, momento flettente e taglio in accordo alle formule da (15.5) a (15.7) del prDR [7] sono state eseguite tramite il software SAP 2000 amplificando le azioni sismiche di progetto con il coefficiente Ω_{rm} $\Omega_d = 1.5 \times 1.22 = 1.83$ dove Ω_d sono riportati in Tabella 9.14. In particolare, il minimo Ω_d è uguale a 1.23.

Tabella 9.14 - Sovreresistenza di progetto

Livello	$M_{slip.Rd}$ (kNm)	$M_{Ed.G}$ (kNm)	$M_{Ed.E}$ (kNm)	Ω_d (-)
1	229.11	15.45	173.42	1.23
2	229.11	15.45	167.03	1.28
3	162.99	14.59	114.02	1.30
4	162.99	14.59	67.88	2.19

9.8.3 Controllo degli effetti del secondo ordine

Il controllo degli effetti del secondo ordine è eseguito in accordo all'Eq. (9.1) del prDR [7]. È importante osservare che gli spostamenti relativi $d_{r,SD}$ sono ottenuti considerando l'analisi sviluppata applicando lo spettro di progetto ridotto allo stato limite SD non limitato inferiormente. Viceversa, il tagliante V_{tot} ad ogni livello è calcolato considerando l'analisi spettrale lo spettro di progetto ridotto allo stato limite SD limitato inferiormente.

Tabella 9.15 - Fattori di sovreresistenza di progetto e fattore di amplificazione del secondo ordine

Livello (-)	P_{tot} (kN)	$d_{r,SD}$ (m)	Ω_d (-)	V_{tot} (sap) (kN)	θ (-)	θ_{max} (-)	Intervallo (-)	Fattore amplificativo (-)
1	6362.58	0.049	1.23	362.97	0.1181	0.1261	$0.1 < \theta \leq 0.2$	1.14
2	4740.16	0.062	1.23	316.42	0.1261			
3	3117.73	0.065	1.23	247.01	0.1059			
4	1495.27	0.057	1.23	150.83	0.0749			

Dal momento che il massimo valore di theta ricade nel range 0.1-0.2, si considera l'influenza degli effetti del secondo ordine amplificando gli effetti delle azioni sismiche tramite un fattore uguale a 1.14.

9.8.4 Controllo del limite sul drift di piano

Per lo stato limite di danno, il drift di piano dovrebbe essere limitato (Tabella 9.16), ad ogni livello dell'edificio, conformemente con la condizione fornita da $d_{r,SD} \leq \lambda_s h_s$ come riportato nelle prEN 1998 1-2, con $\lambda_s = 0.02$. È importante osservare che lo spostamento è ottenuto considerando l'analisi sviluppata applicando le azioni di progetto ridotte allo stato limite di danno non limitato inferiormente.

Tabella 9.16 - Drift limite allo stato limite SD

Livello	$d_{r.SD}$ (m)	h_s (m)	$d_{r.SD}$ (rad)	$d_{r.SD.adm}$ (rad)
1	0.049	3.5	0.01	0.02
2	0.062	3.5	0.02	0.02
3	0.065	3.5	0.02	0.02
4	0.057	3.5	0.01	0.02

I risultati per la struttura orientata in direzione Y sono mostrati in Tabella 9.17.

Tabella 9.17 - Sezioni di travi e colonne per la struttura orientata in direzione Y

Livello	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4 (pinned)
1-2	IPE 360	IPE 360	IPE 360	IPE 270
3-4	IPE 330	IPE 330	IPE 330	IPE 270
Livello	Colonna 1-5	Colonna 2	Colonna 3	Colonna 4
1-2	HE 320 B	HE 320 B	HE 320 B	HE 340 B
3-4	HE 300 B	HE 300 B	HE 300 B	HE 300 B

9.9 APPROCCIO PROGETTUALE IN ACCORDO ALLA TEORIA DEL CONTROLLO DEL MECCANISMO PLASTICO (TPMC)

Tale sezione è concepita per fornire un esempio di progetto per i telai sismo-resistenti provvisti dei dispositivi FREEDAM in accordo alla Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico (TPMC) [8]-[10].

La TPMC venne originariamente sviluppata per la progettazione sismica di telai sismo-resistenti dotati delle tradizionali connessioni, tipicamente a completo ripristino di resistenza e rigide. L'efficacia della progettazione sismica basata sulla TPMC è dovuta al robusto background teorico, essendo esso basato sul teorema cinematico del collasso plastico e sul concetto di curva di equilibrio del meccanismo. La curva di equilibrio di un qualsiasi possibile meccanismo di collasso è ottenuta tramite un'analisi rigido-plastica del secondo ordine in cui il lavoro esterno è calcolato includendo il lavoro degli effetti del secondo ordine indotto dai carichi gravitazionali applicati alla struttura. Il teorema cinematico del collasso plastico esteso al concetto di curva di equilibrio del meccanismo assicura che, in un range di spostamenti compatibili con la capacità rotazionale degli elementi strutturali, il meccanismo di collasso sviluppato sia quello la cui curva di equilibrio è disposta sotto quelle di tutti gli altri possibili meccanismi. Pertanto, imponendo come requisito di progetto che la curva di equilibrio del meccanismo corrispondente al desiderato meccanismo globale sia al di sotto delle curve di equilibrio di tutti i meccanismi indesiderati, è possibile progettare le sezioni delle colonne ad ogni livello. Gli effetti del secondo ordine sono

esplicitamente e rigorosamente considerati tramite la curva di equilibrio del meccanismo di collasso.

Nel caso di telai sismo-resistenti provvisti di connessioni FREEDAM, la TPMC può essere facilmente applicata a condizione che il lavoro interno delle zone dissipative sia valutato in maniera opportuna. A tale scopo, il momento plastico della trave è sostituito dal momento resistente di scorrimento della connessione. Il comportamento delle connessioni trave-colonna dotate di dissipatori ad attrito dovrebbe essere valutato nel processo progettuale tramite un legame rigido perfettamente plastico delle zone dissipative. Inoltre, in accordo al secondo principio del capacity design, occorre considerare anche la sovraresistenza associata alla variabilità del coefficiente di attrito.

9.9.1 Calcolo delle forze sismiche di progetto ad ogni livello

Il punto di partenza della procedura riportata di seguito consiste nella conoscenza della resistenza del dispositivo valutata nella Sezione 2.7. Inoltre, le travi, considerate zone non dissipative, sono già progettate per rispettare il criterio di gerarchia locale riportato in Tabella 9.9 e Tabella 9.10 soddisfacendo l'Eq. (8.2).

Dal momento che la TPMC si basa su un approccio statico, il primo passo consiste nel calcolo del tagliante alla base di progetto in accordo con:

$$F_h = S_{ed}(T_1)W\lambda$$

dove $S_{ed}(T_1)$ è la pseudo-accelerazione spettrale dello spettro ridotto allo stato limite SD in corrispondenza del primo periodo di vibrazione uguale a $T_1 = 1.75$ s per la struttura orientata in direzione X e $T_1 = 1.60$ s per la struttura orientata in direzione Y. Il tagliante alla base per metà struttura orientata in direzione X è uguale a 216.22 kN, mentre l'analogo in direzione Y è 238.88 kN. Il parametro λ è un fattore correttivo uguale a 0,85 se T_1 è inferiore a due volte T_C e l'edificio ha più di due livelli, altrimenti è uguale ad 1.

Le masse sismiche che competono a metà struttura sono riportate in Tabella 9.18 e sono calcolate in accordo a:

$$G_k + \psi_{E,i}Q_k$$

dove $\psi_{E,i} = 0.15$ [2], [3].

Tabella 9.18 - Altezza e masse di piano

Livello	z_i (m)	W_i (t)
1	3.50	147.12
2	7.00	147.12
3	10.50	147.12
4	14.00	136.50

La massa totale per metà struttura è 577.92 t. Il tagliante alla base per metà struttura è distribuito tra tutti i piani in accordo a:

$$F_k = F_h \frac{W_i z_i}{\sum_i W_i z_i}$$

In Tabella 9.19 le forze di piano di Progetto sono riportate per entrambi i tali sismo-resistenti orientati lungo le direzioni X e Y.

Tabella 9.19 - Altezze di piano e forze sismiche di Progetto al k-esimo livello

Livello	h_i (m)	$F_{k,x}$ (kN)	$F_{k,y}$ (kN)
1	3.5	22.26	24.59
2	3.5	44.52	49.19
3	3.5	66.78	73.78
4	3.5	82.65	91.32

Di seguito si descrive lo sviluppo della procedura di progetto con solo riferimento al telaio orientato in direzione X. Alla fine della sezione si riportano anche i risultati del progetto del telaio orientato in direzione Y.

9.9.2 Sviluppo della procedura di progetto

a) Definizione dello spostamento di progetto

Il primo step riguarda la scelta del massimo spostamento di progetto per il quale sia assicurato lo sviluppo del meccanismo di collasso globale. È fondamentale scegliere uno spostamento ultimo di progetto, δ_u , riferito alla duttilità locale della struttura, con riferimento alla corsa massima del dissipatore FREEDAM. In questo esempio si assume che la rotazione “pseudo-plastica” dovuta allo scorrimento sia uguale a 0.04, essendo consigliato [7] che in DC3, i dispositivi FREEDAM siano in grado di assicurare una rotazione ultima “pseudo-plastica” non inferiore a 0.03 rad.

In particolare, lo spostamento ultimo di progetto δ_u è valutato come:

$$\delta_u = \theta_u h_{ns} = 0.04 \times 14 = 0.56 \text{ m}$$

b) Calcolo delle pendenze delle curve di equilibrio, $\gamma_{im}^{(t)}$

Le pendenze delle curve di equilibrio, $\gamma_{im}^{(t)}$, devono essere valutate tramite le equazioni da (C.7) a (C.9) del prDR [7] ed i valori sono riportati in Tabella 9.20.

Tabella 9.20 - Pendenze delle curve di equilibrio dei meccanismi

Livello	$\gamma_{im}^{(1)}$ (m ⁻¹)	$\gamma_{im}^{(2)}$ (m ⁻¹)	$\gamma_{im}^{(3)}$ (m ⁻¹)
1	8.41	<u>1.75</u>	8.41
2	3.87	2.06	6.98
3	2.42	2.84	5.96
4	1.75	5.17	5.17

Il valore della pendenza della curva di equilibrio del meccanismo globale, $\gamma^{(g)}$, è il minimo tra tutti i valori delle $\gamma_{i_m}^{(t)}$ come evidenziato in Tabella 9.20.

c) Progetto delle sezioni delle colonne del primo livello

Il progetto delle colonne al primo livello è eseguito in accordo all'Eq. (C.1) del prDR [7].

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1} = 3263.73 \text{ kNm.}$$

d) Calcolo delle azioni assiali agenti nelle colonne in condizione di collasso, i.e. quando il meccanismo globale è completamente sviluppato

I carichi assiali agenti sulle colonne, come già mostrato, derivano dalla distribuzione dei carichi verticali e dalle azioni taglianti dovute alle azioni flessionali che le connessioni FREEDAM sono in grado di trasmettere. Nelle Tabelle da Tabella 9.21 a Tabella 9.24, i contributi dei carichi distribuiti (N_q), delle forze concentrate (N_F) e delle azioni taglianti indotte dalle zone dissipative, i.e. i dispositivi FREEDAM (N_D) ed il valore complessivo dell'azione assiale su ciascuna colonna (N_{tot}) sono riportati con riferimento ad ogni livello sia per le colonne interne che esterne. L'azione sismica per questo calcolo si suppone provenga dal lato sinistro.

Tabella 9.21 - Forze assiali agenti in corrispondenza delle colonne del livello 1 in condizione di collasso

LIVELLO 1				
Colonna	N_q (kN)	N_F (kN)	N_D (kN)	N_{tot} (kN)
1	60.15	193.80	-453.70	199.75
2	120.30	314.10	0	434.40
3	120.30	314.10	0	434.40
4	120.30	314.10	453.70	888.10
5	60.15	193.80	0	253.95

Tabella 9.22 - Forze assiali agenti in corrispondenza delle colonne del livello 2 in condizione di collasso

LIVELLO 2				
Colonna	N_q (kN)	N_F (kN)	N_D (kN)	N_{tot} (kN)
1	45.00	142.50	-320.76	133.26
2	90.00	232.50	0	322.50
3	90.00	232.50	0	322.50
4	90.00	232.50	320.76	643.26
5	45.00	142.50	0	187.50

Tabella 9.23 - Forze assiali agenti in corrispondenza delle colonne del livello 3 in condizione di collasso

LIVELLO 3				
Colonna	N_q (kN)	N_F (kN)	N_D (kN)	N_{tot} (kN)
1	29.85	91.20	-187.82	66.77
2	59.70	150.90	0	210.60
3	59.70	150.90	0	210.60
4	59.70	150.90	187.72	398.42
5	29.85	91.20	0	121.05

Tabella 9.24 - Forze assiali agenti in corrispondenza delle colonne del livello 4 in condizione di collasso

LIVELLO 4				
Colonna	N_q (kN)	N_F (kN)	N_D (kN)	N_{tot} (kN)
1	14.70	39.90	-93.91	39.31
2	29.40	69.30	0	98.70
3	29.40	69.30	0	98.70
4	29.40	69.30	93.91	192.61
5	14.70	39.90	0	54.60

e) La somma dei momenti plastici richiesti al primo livello $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1}$ è distribuita tra le colonne

La resistenza flessionale delle colonne del primo livello ottenuta allo step c), $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1}$, deve essere distribuita tra le colonne. In Tabella 9.25, sono riportate le sezioni standard delle colonne del primo livello.

Tabella 9.25 - Controllo della verifica di resistenza per azioni flettenti delle colonne al primo livello

LIVELLO 1						
Colonna	N_{tot} (kN)	$M_{reqc,i1}^{(1)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm ³)	Sezione	$W_{pl,obt}$ (cm ³)	$M_{pl,obt}$ (kNm)
1	199.75	740.93	2087.14	HE 320 B	2149.00	762.90
2	434.40	740.93	2087.14	HE 320 B	2149.00	762.90
3	434.40	740.93	2087.14	HE 320 B	2149.00	762.90
4	888.10	740.93	2087.14	HE 320 B	2149.00	762.90
5	253.95	300.00	845.07	HE 320 B	939.10	333.38

La somma dei momenti plastici al primo livello, derivanti dalla Tabella 9.25, è uguale a: $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1}^* = 3384.96$ kNm. I valori sono maggiori dei richiesti perché le sezioni sono scelte da profili standard.

f) *Calcolo della somma dei momenti plastici delle colonne ridotti per la contemporanea azione dei carichi assiali, $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,m}^{(t)}$, richiesti ad ogni livello per evitare i meccanismi indesiderati e selezione del valore massimo*

La somma dei momenti plastici delle colonne ridotti per la contemporanea azione assiale, richiesta ad ogni livello per prevenire i meccanismi indesiderati, si ottiene dalle equazioni da (C.4) a (C.6) del prDR [7]. Tali valori e la somma dei momenti plastici delle colonne, che governa il progetto ad ogni livello, i.e. il massimo valore del momento plastico richiesto per evitare meccanismi indesiderati ad ogni livello (Eq. (C.10) del prDR [7]), sono riportati in Tabella 9.26.

Tabella 9.26 - *Momenti richiesti ad ogni livello per evitare i meccanismi indesiderati ed il massimo valore di $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,m}^{(t)}$*

Storey	$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,m}^{(1)}$ (kNm)	$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,m}^{(2)}$ (kNm)	$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,m}^{(3)}$ (kNm)	$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,m}^{(t)}$ (kNm)
1	3384.96	(-)	3384.96	3384.96
2	3159.68	-1986.33	2675.16	3159.68
3	2517.20	-303.06	1911.47	2517.20
4	1605.88	380.26	993.07	1605.88

g) *Progetto delle sezioni delle colonne ad ogni livello*

Da Tabella 9.27 a

Tabella 9.29 sono riportati la richiesta somma dei momenti plastici delle colonne, ridotti per la contemporanea presenza dello sforzo normale, N_{tot} , $M_{c,i,1,req}$, i moduli plastici richiesti, $W_{pl,req}$, e quelli adottati, $W_{pl,obt}$, le sezioni delle colonne scelte ed i corrispondenti momenti plastici, $M_{c,i,1,obt}$.

Tabella 9.27 - *Progetto delle sezioni delle colonne al livello 2*

LIVELLO 2						
Colonna	N_{tot} (kN)	$M_{req,i1}^{(1)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm ³)	Sezione	$W_{pl,obt}$ (cm ³)	$M_{pl,obt}$ (kNm)
1	133.26	714.92	2013.86	HE 320 B	2149.00	762.90
2	322.50	714.92	2013.86	HE 320 B	2149.00	762.90
3	322.50	714.92	2013.86	HE 320 B	2149.00	762.90
4	643.26	714.92	2013.86	HE 320 B	2149.00	762.90
5	187.50	300.00	845.07	HE 320 B	939.10	333.38

Tabella 9.28 - Progetto delle sezioni delle colonne al livello 3

LIVELLO 3						
Colonna	N_{tot} (kN)	$M_{reqc,i1}^{(1)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm ³)	Sezione	$W_{pl,obt}$ (cm ³)	$M_{pl,obt}$ (kNm)
1	66.77	579.30	1631.83	HE 300 B	1869.00	663.50
2	210.60	579.30	1631.83	HE 300 B	1869.00	663.50
3	210.60	579.30	1631.83	HE 300 B	1869.00	663.50
4	398.42	579.30	1631.83	HE 300 B	1869.00	663.50
5	121.05	200.00	563.38	HE 300 B	870.10	308.89

Tabella 9.29 - Progetto delle sezioni delle colonne al livello 4

LIVELLO 4						
Colonna	N_{tot} (kN)	$M_{reqc,i1}^{(1)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm ³)	Sezione	$W_{pl,obt}$ (cm ³)	$M_{pl,obt}$ (kNm)
1	39.31	363.97	1025.27	HE 300 B	1869.00	663.50
2	98.70	363.97	1025.27	HE 300 B	1869.00	663.50
3	98.70	363.97	1025.27	HE 300 B	1869.00	663.50
4	192.61	363.97	1025.27	HE 300 B	1869.00	663.50
5	54.60	150.00	422.54	HE 300 B	870.10	308.89

h) Controllo della condizione tecnologica

La condizione tecnologia è verificata perché le sezioni delle colonne non aumentano lungo l'altezza del telaio.

9.9.3 Controllo del drift limite di piano

Per lo stato limite di danno SD, il drift di piano dovrebbe essere limitato (Tabella 9.30), ad ogni livello dell'edificio, rispettando la condizione fornita da $d_{r,SD} \leq \lambda_s h_s$ come riportato nelle prEN 1998 1-2, con $\lambda_s = 0.02$. È importante osservare che lo spostamento è ottenuto considerando l'analisi sviluppata applicando lo spettro di progetto ridotto allo SD non limitato inferiormente.

Tabella 9.30 - Drift limite allo stato limite di danno SD

Livello	$d_{r,SD}$ (m)	h_s (m)	$d_{r,SD}$ (rad)	$d_{r,SD adm}$ (rad)
1	0.0448	3.5	0.0128	0.02
2	0.0591	3.5	0.0169	0.02
3	0.0615	3.5	0.0176	0.02
4	0.0535	3.5	0.0153	0.02

La struttura rispetta il drift di piano stabilito dalle prEN1998 1-2 [3]. I risultati per la struttura orientata in direzione Y sono mostrati in Tabella 9.31.

Tabella 9.31 - Sezioni di travi e colonne per la struttura orientata in direzione Y

Livello	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4 (pinned)
1-2	IPE 360	IPE 360	IPE 360	IPE 270
3-4	IPE 330	IPE 330	IPE 330	IPE 270
Livello	Colonna 1-5	Colonna 2	Colonna 3	Colonna 4
1-2	HE 340 B	HE 340 B	HE 340 B	HE 340 B
3-4	HE 300 B	HE 300 B	HE 300 B	HE 300 B

9.9.4 Validazione della procedura tramite l'analisi pushover

Per controllare l'accuratezza dell'approccio sviluppato coerentemente con la TPMC, si è fatto ricorso ad un'analisi statica non lineare tramite il software SAP 2000 [6] considerando un modello a plasticità concentrata. L'analisi è stata eseguita in controllo di spostamenti considerando sia le non linearità geometriche che meccaniche in una condizione di carico corrispondente alle forze orizzontali mostrate in Tabella 9.31. Il modello geometrico adottato è lo stesso descritto nella Sezione 2.5. Le cerniere plastiche sono modellate con un legame rigido perfettamente plastico. In particolare, la resistenza dei dissipatori FREEDAM è calibrata considerando la sovreresistenza dovuta sia alla variabilità del materiale ad attrito che al precarico dei bulloni (Eq. (C.11) of prDR [7]). La resistenza delle sezioni delle colonne è stata calibrata considerando le proprietà nominali di un acciaio S355.

In Figura 9.9 sono riportate sia la curva pushover che la curva di equilibrio del meccanismo di collasso per il telaio orientato in direzione X. L'equazione della curva di collasso del meccanismo è data da:

$$\alpha^{(g)} = \alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u = 3.97$$

dove $\gamma^{(g)}$ è dato dall'Eq. (C.2) del prDR [7], mentre $\alpha_0^{(g)}$ è il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze sismiche orizzontali corrispondenti al meccanismo globale e valutato come:

$$\alpha_0^{(g)} = \frac{\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.1}^* + 2 \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} \Omega_{Cd} M_{slip.Rd.jk}}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k} = 4.95$$

dove $M_{slip.Rd.jk}$ è riportato in Tabella 9.11 e Ω_{Cd} è uguale a 1.56.

Si può osservare che la curva di equilibrio del meccanismo di collasso è perfettamente parallela al ramo softening della curva pushover (Figura 9.9) e che lo schema di cerniere sviluppato in corrispondenza dello spostamento δ_u è perfettamente coerente con il meccanismo globale (Figura 9.10).

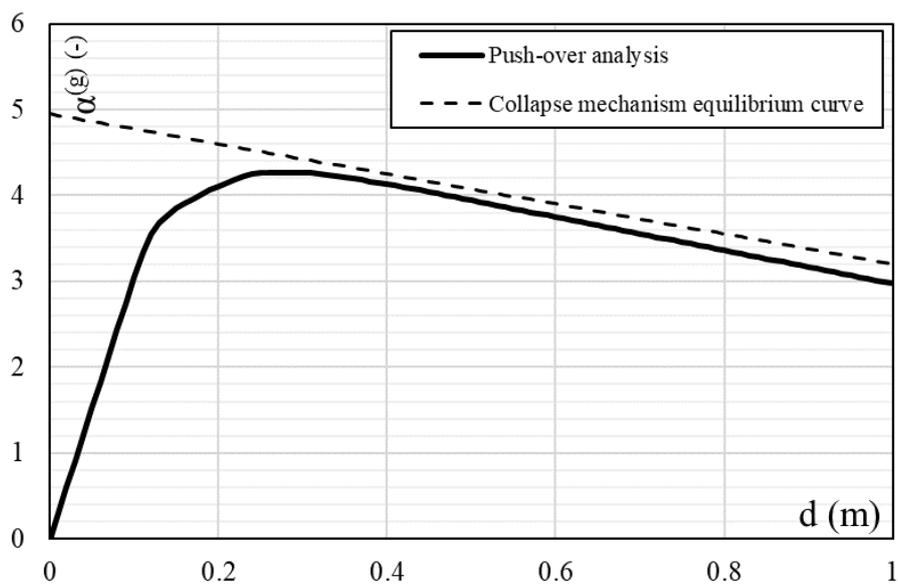


Figura 9.9 - Confronto tra la curva pushover e l'analisi rigido-plastica per il telaio disposto in direzione X

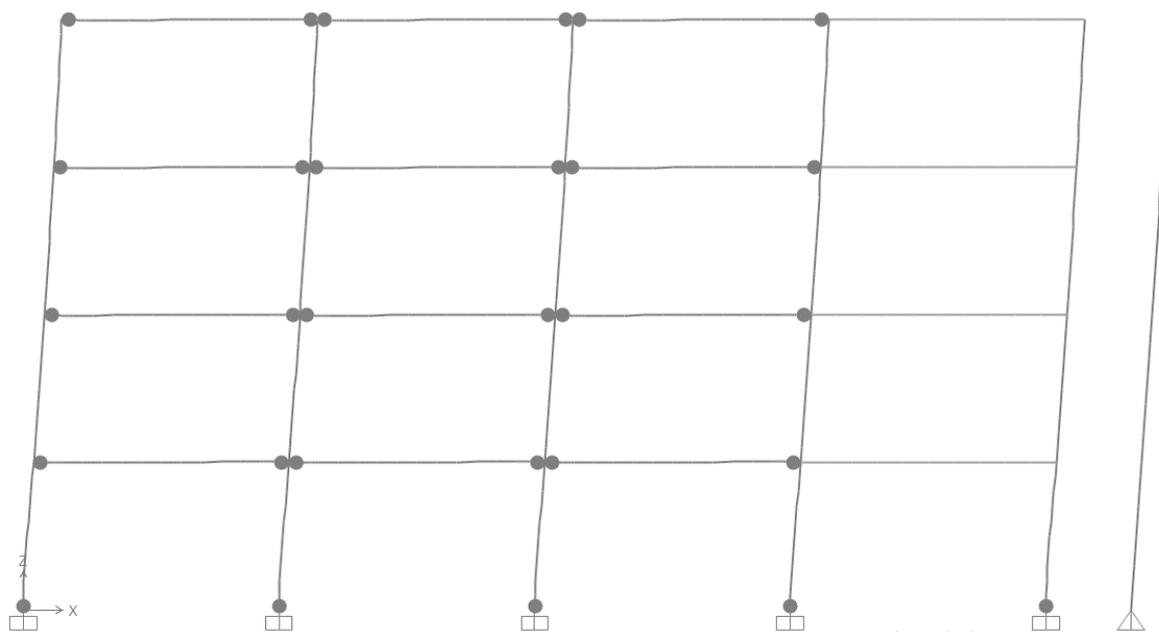


Figura 9.10 - Schema delle cerniere plastiche attivate per analisi pushover per uno spostamento uguale a δ_u

9.10 BIBLIOGRAFIA

- [1] CEN. Eurocode 1: “Actions on structure Part 1-1: General actions-Densities, self-weight, imposed loads for buildings”, UNI EN 1991-1-1, 2004.
- [2] CEN. Eurocode 8 draft: “Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action”, 2020.
- [3] CEN. Eurocode 8 draft: “Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: “Rules for new buildings”, 2020.
- [4] CEN. Eurocode 3: “Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings”, UNI EN 1993-1-1, 2005.
- [5] CEN. Eurocode 8: “Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for building”, UNI EN 1998-1, 2005.
- [6] CSI 2007. SAP 2000, “Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Analysis Reference” Computer and Structure Inc. University of California, Bekerley..
- [7] Pre-normative Design Recommenations for seismically qualified friction joints, Deliverable 2.4 – WP2 – T2.4, 2021.
- [8] Mazzolani, F.M., Piluso, V., “Plastic Design of Seismic Resistant Steel Frames”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 167-191, 1997.
- [9] Montuori, R., Nastri, E., Piluso, V. Advances in theory of plastic mechanism control: Closed form solution for MR-Frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 44 (7), pp. 1035-1054, 2015.
- [10] Montuori R., Nastri E., Paciello A., Piluso V., “Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections”, Journal of Constructional Steel Research, no. 154, pp. 263-277, 2018.

CAPITOLO 10

ANALISI DI ROBUSTEZZA STRUTTURALE DI TELAI DOTATI DI CONNESSIONI FREEDAM

10.1 INTRODUZIONE

Questo capitolo è dedicato alla valutazione della robustezza strutturale dei telai sismo-resistenti (*i.e.*, Moment Resisting Frames (MRFs)) e dei sistemi duali (*i.e.*, Dual Concentrically Braced Frames (D-CBFs)), considerando le peculiarità del comportamento dei giunti trave-colonna FREEDAM. Sono state condotte analisi statiche non lineari sia su telai dotati di tipici giunti tradizionali (a completo ripristino di resistenza), prequalificati nell'ambito del progetto EQUALJOINTS RFCS (RFSR-CT-2013-00021) e sugli stessi, dotati dei giunti innovativi FREEDAM. Come situazione accidentale è stato proposto uno scenario accidentale equivalente alla perdita di una colonna, come proposto nell'Eurocodice 1, Parte 1-7, per cui sono state valutate la robustezza strutturale e le prestazioni strutturali di entrambe le tipologie, ovvero i MRFs e i D-CBFs.

10.1.1 Dati generali

La robustezza degli edifici precedentemente progettati ed analizzati nel Capitolo 8 è attualmente in fase di studio, mentre in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è riportata la configurazione in pianta degli edifici analizzati, dove i sistemi strutturali sismo-resistenti sono rappresentati dai telai perimetrali. Come indicato in Figura 10.2 e Figura 10.3, i telai in entrambe le direzioni X e Y hanno quattro campate di 6 m e un'altezza di interpiano di 3.5 m. L'ultima campata del telaio è incernierata all'estremità e collegata ad una colonna orientata lungo la direzione dell'asse debole, mentre la seconda campata è controventata con controventi concentrici (per D-CBFs). Nelle restanti campate sono disposti i telai sismo-resistenti. Per le strutture sono state considerate due diverse altezze: i) strutture basse a 4 piani e ii) strutture di media elevazione ad 8 piani. La destinazione d'uso è per uffici, ovvero di categoria B secondo l'Eurocodice 1 [1] e l'acciaio adottato per gli elementi strutturali è di tipo S355.

Nel presente studio sono stati considerati i carichi di progetto valutati nel capitolo 8, equivalenti ad un peso proprio pari a $G_k=4.00 \text{ kN/m}^2$ e un carico uniforme pari a $Q_k=3.50 \text{ kN/m}^2$ e $Q_k=3.00 \text{ kN/m}^2$ rispettivamente per il solaio intermedio ed il solaio di copertura. Le combinazioni di carico da prevedere per le analisi di robustezza corrispondono alla combinazione di carico accidentale prescritta dalla EN 1990 [2], come segue:

$$G_k + \psi_1 Q_k$$

dove il fattore ψ_1 è stato considerato pari a 0.5.

Da ciò ne deriva un carico distribuito pari a:

- Per il solaio intermedio:

$$G_k + \psi_1 Q_k = 4.00 + 0.5 \times 3.5 = 5.75 \text{ kN/m}^2$$

- Per il solaio di copertura:

$$G_k + \psi_1 Q_k = 4.00 + 0.5 \times 3 = 5.50 \text{ kN/m}^2$$

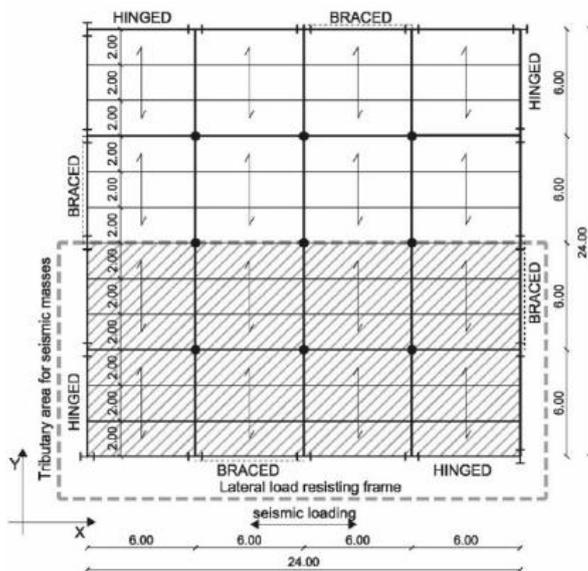


Figura 10.1 - Configurazione in pianta degli edifici

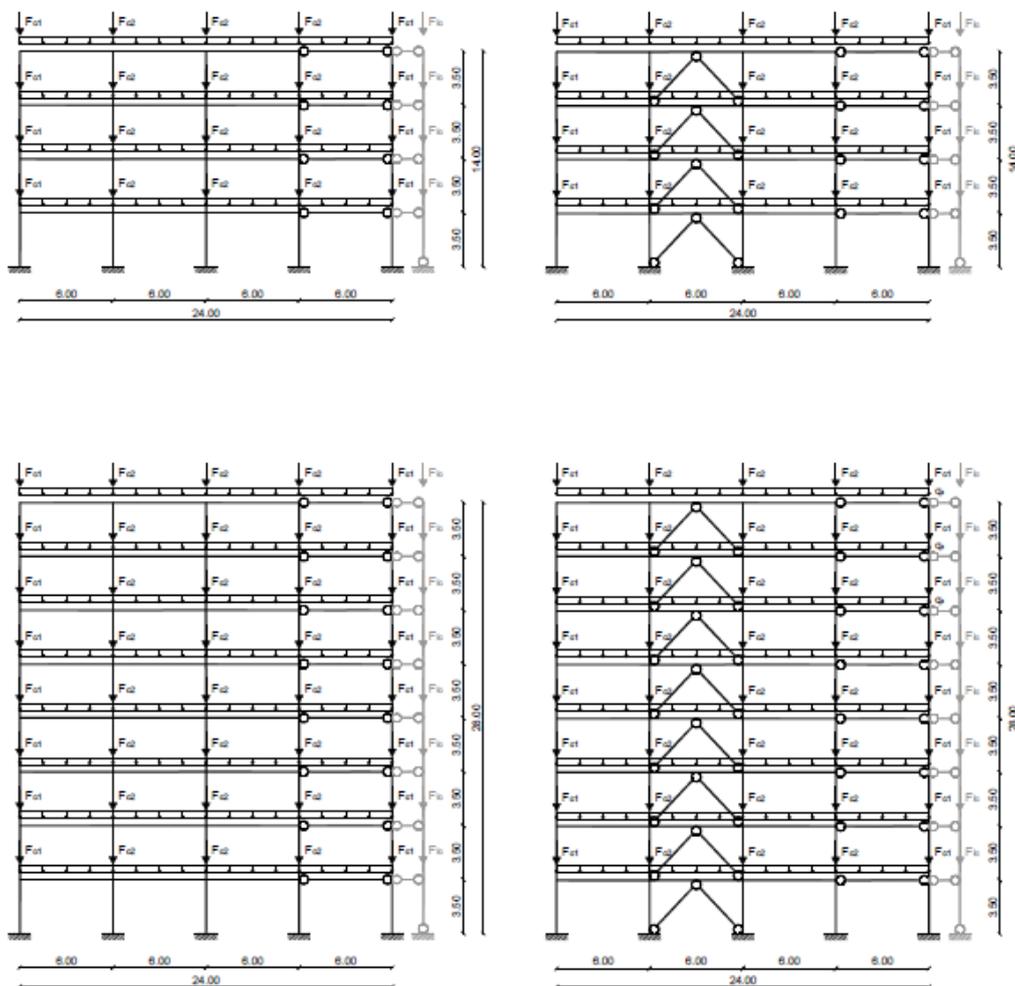


Figura 10.2 - Configurazione in elevazione degli edifici (MRF e D-CBFs) per la direzione X

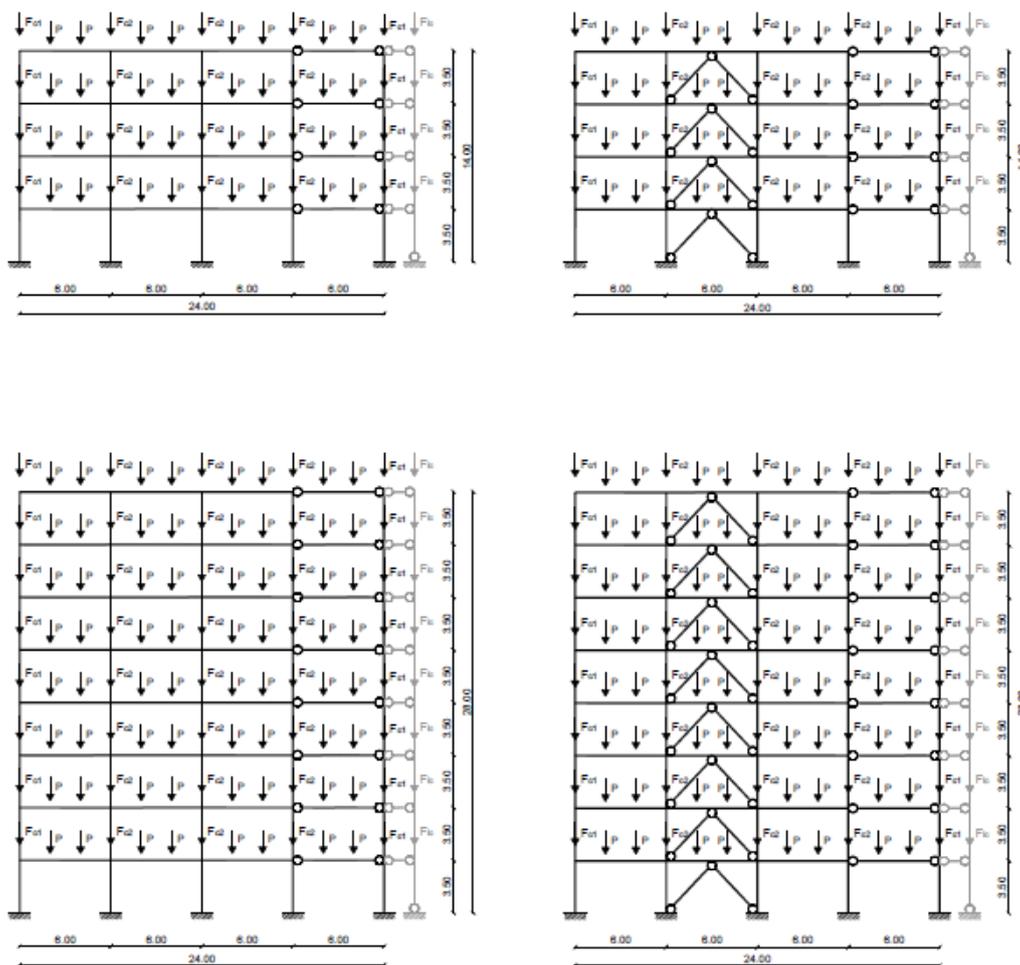


Figura 10.3 - Configurazione in elevazione degli edifici (MRF e D-CBFs) per la direzione Y

Gli edifici sono stati precedentemente progettati secondo la nuova bozza dell'Eurocodice 8, considerando tutte le tre classi di duttilità prescritte dal codice (DC1, DC2 e DC3) e secondo la Teoria del Controllo del Meccanismo di Collasso (TPMC) [3] per le classi di duttilità DC2 e DC3. In questo modo, 40 potenziali strutture di tipo MRFs e CBFs possono essere individuate per le analisi di robustezza (Figura 10.4), *i.e.*, 20 strutture con nodi FREEDAM + 20 con nodi tradizionali.

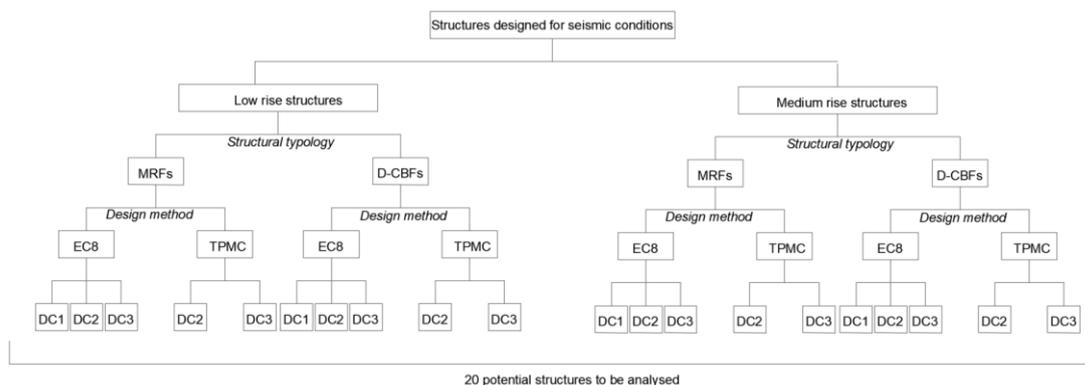


Figura 10.4 - Casi potenziali da analizzare

10.1.2 Normative

Il requisito di progettare e costruire edifici con un'adeguata robustezza per evitare crolli sproporzionati in situazioni di progettazione accidentale è stabilito nella norma EN 1990. Le strategie e i dettagli su come soddisfare questo requisito sono forniti nella EN 1991-1-7 [4]. Nonostante un cedimento localizzato dovuto ad azioni accidentali possa essere considerato accettabile, la normativa richiede di garantire l'integrità strutturale evitando lo sviluppo di un collasso progressivo con l'obiettivo di salvaguardare la vita degli occupanti e di permettere l'intervento dei servizi di emergenza. La EN 1991-1-7 suggerisce strategie progettuali specifiche basate sulle potenziali conseguenze del cedimento dell'edificio sottoposto a un evento eccezionale. Di conseguenza, gli edifici sono classificati in base al rischio associato al loro fallimento in tre categorie principali, come riportato in Tabella 10.1. Gli edifici analizzati nel presente studio rientrano nella 2a classe (CC2). Inoltre, nell'allegato A della EN 1991-1-7 [4], la Classe 2 è suddivisa nelle classi CC2a (gruppo di rischio inferiore) e CC2b (gruppo di rischio superiore) a seconda del numero di piani, del tipo di edificio e del tipo di occupazione. A questo proposito, i MRFs e i CBFs a 4 piani sarebbero classificati come edifici CC2a, mentre gli edifici a 8 piani rientrerebbero nel gruppo di rischio CC2b.

Tabella 10.1 - Classificazione secondo la norma EN 1991-1-7 [4]

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	High consequence for loss of human life, <i>or</i> economic, social or environmental consequences very great	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	Medium consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences considerable	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	Low consequence for loss of human life, <i>and</i> economic, social or environmental consequences small or negligible	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

Per gli edifici del gruppo di rischio superiore (CC2b), uno scenario ragionevole da considerare nella progettazione per eventi accidentali è la rimozione completa di un elemento di supporto. Questa situazione simula il caso in cui un elemento di sostegno si perde completamente a seguito di un evento accidentale e consente di verificare che sia possibile attivare un percorso di carico alternativo all'interno della struttura e, quindi, ritrovare un nuovo stato di equilibrio. L'attuale contesto normativo definisce questo approccio come la "rimozione fittizia di elementi di supporto" e, come prescritto nella EN 1991-1-7, dovrebbe essere applicato a tutti gli elementi di supporto (colonne, colonne a sostegno delle travi o qualsiasi parete portante) considerati da rimuovere uno alla volta in ogni piano dell'edificio. Anche se tale metodo potrebbe rivelarsi dispendioso in termini di tempo e di onere computazionale, esso offre la possibilità di verificare se l'edificio rimane stabile e l'entità del cedimento locale (in questo caso la perdita dell'elemento portante) è prevenuta mediante l'attivazione di percorsi di carico alternativi. Laddove la perdita di un elemento portante generi un collasso sproporzionato, ovvero quando l'entità del danno locale supera un limite specifico concordato o prescritto, l'elemento rimosso dovrebbe essere

etichettato come "elemento chiave" e il progetto dovrebbe orientarsi verso metodi di valorizzazione locale di capacità di resistenza dell'elemento.

Nelle analisi seguenti, la robustezza delle strutture considerate è valutata assumendo una perdita accidentale di una colonna al piano terra, sia nei sistemi MRFs che nei sistemi D-CBFs.

10.2 ANALISI DI ROBUSTEZZA

Sono stati progettati 20 telai sismo-resistenti (MRFs) in condizioni sismiche; ciascuna di queste strutture è diversa dalle altre in funzione del metodo di progettazione utilizzato, della classe di duttilità considerata e della tipologia di giunto. Nel presente studio, la robustezza dei telai è studiata attraverso analisi statiche non lineari 'pushdown' considerando uno scenario accidentale corrispondente alla perdita di una colonna. Prima delle simulazioni numeriche esplicite, deve essere stabilita la posizione della colonna da rimuovere. Poiché solo i telai perimetrali sono stati progettati come antisismici e quindi sono dotati di giunti FREEDAM, le posizioni nelle quali localizzare la perdita di colonna, che potrebbero avere interesse nella valutazione della robustezza, sono identificate all'interno dei telai perimetrali, come illustrato in Figura 10.5.

A giudicare dal fatto che l'area tributaria per le colonne evidenziate in rosso non varia l'una dall'altra, la forza assiale che agisce in tutte queste colonne sarà simile. Pertanto, in un'analisi strutturale corrispondente alla perdita di una colonna, ognuna di queste posizioni porterebbe a risultati simili indipendentemente dalla direzione scelta (X o Y). Tuttavia, poiché l'obiettivo è valutare la robustezza dei telai dotati di dispositivi FREEDAM, la posizione più adatta per la colonna da rimuovere è quella indicata nella figura sottostante, poiché garantisce che i giunti FREEDAM vengano attivati in seguito alla perdita della colonna e, di conseguenza, la robustezza dei telai dipenderà dal comportamento dei giunti.

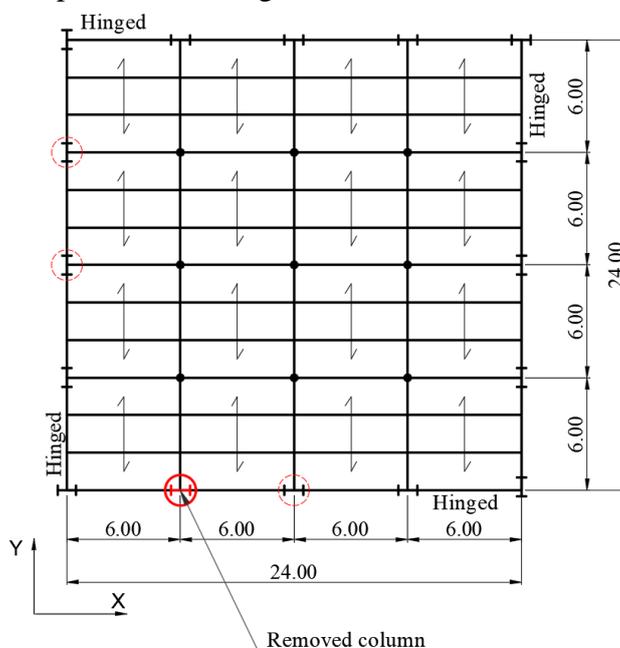


Figura 10.5 - Posizionamento della perdita di una colonna

10.2.1 Indagine preliminare

Sebbene le simulazioni numeriche siano uno dei metodi più utilizzati per valutare la robustezza delle strutture nello scenario corrispondente alla perdita di una colonna, il loro utilizzo potrebbe implicare un lungo processo di modellazione e un enorme onere computazionale.

Dato il notevole numero di modelli numerici da realizzare per simulare la perdita di colonna in tutte queste strutture, è stata condotta un'indagine preliminare volta ad individuare le strutture critiche per le quali la perdita di una colonna porterebbe allo sviluppo di un meccanismo plastico, una ulteriore attivazione di azioni-catenaria ed effetti di membrana. L'obiettivo di questo studio preliminare è quello di indagare se la struttura sopravvive all'evento con limitate deformazioni plastiche o se si sviluppa un meccanismo plastico globale. Se un telaio rientra nello scenario del primo caso, la conclusione da trarre è che la struttura è sufficientemente robusta da sopravvivere all'evento senza bisogno di ulteriori simulazioni numeriche. Al contrario, quando è probabile che si sviluppi un meccanismo plastico globale, viene eseguita un'analisi numerica di pushdown per determinare se la struttura mostra un livello di robustezza adeguato per sopravvivere alla perdita della colonna. Il principio di questo studio preliminare è illustrato in Figura 10.6 dove P corrisponde alla forza verticale applicata, che simula l'effetto della perdita di una colonna, corrispondente allo sviluppo del meccanismo plastico all'interno della parte direttamente interessata (DAP) del telaio.

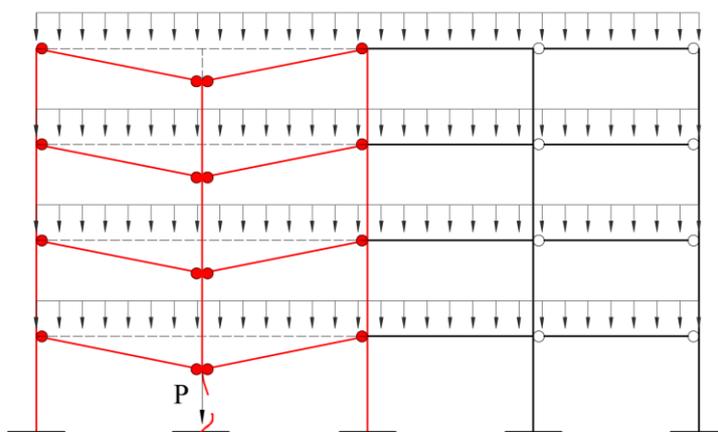


Figura 10.6 - Investigazione del meccanismo plastico in un telaio sismo-resistente perimetrale MRF

Ogni volta che P è inferiore alla forza assiale nella colonna ($N_{normale}$), stimata considerando la combinazione di carichi accidentali, viene eseguita una simulazione numerica dello scenario di perdita della colonna indagando la risposta post-plastica della struttura, e quindi valutando la robustezza strutturale. Un rilievo delle previsioni preliminari per i telai s è fornito in Tabella 10.2 per le strutture progettate con giunti tradizionali a piena resistenza e in Tabella 10.3 per i telai dotati di dispositivi FREEDAM.

MRFs con nodi tradizionali a completo ripristino di resistenza

I telai sismo-resistenti MRFs con giunti tradizionali a completo ripristino di resistenza sono stati progettati secondo le regole del Capacity Design. Pertanto, in base alla progettazione di tipo colonna forte-trave debole, le cerniere plastiche si sviluppano alle estremità delle travi, dove sono localizzate le zone dissipative, mentre i collegamenti non presentano deformazioni

plastiche. La previsione preliminare si basa quindi sulla capacità plastica delle travi. I risultati dell'indagine preliminare mostrano che, per lo scenario di perdita della colonna considerato, è probabile che si verifichi un meccanismo completamente plastico in uno dei dieci telai progettati con giunti tradizionali a piena resistenza (per un rapporto P/N_{normal} di 0,97). Di conseguenza, è stata condotta una simulazione numerica su un telaio a 4 piani progettati secondo EC8 in classe di duttilità DC1. Pur avendo un rapporto P/N_{normal} maggiore di 1 per tutti i telai a 8 piani progettati secondo la Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico (TPMC), è stata eseguita anche una simulazione numerica dello scenario di perdita di colonna proposto su un telaio a 8 piani progettato in classe DC2 con il più basso rapporto P/N_{normal} , al fine di convalidare la previsione preliminare per telai di media altezza.

Tabella 10.2 - Risultati dello studio preliminare per i telai MRFs con nodi rigidi tradizionali

Caso studio	Altezza	Classe di duttilità	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$P_{predicted}/N_{normal}$
4 St_DC1_MRFs_EC8	Basse	DC1	484	471	0.97
4 St_DC2_MRFs_EC8		DC2	484	863	1.78
4 St_DC3_MRFs_EC8		DC3	484	761	1.57
4 St_DC2_MRFs_TPMC		DC2	484	595	1.23
4 St_DC3_MRFs_TPMC		DC3	484	678	1.40
8 St_DC1_MRFs_EC8	Media altezza	DC1	977	1560	1.60
8 St_DC2_MRFs_EC8		DC2	977	2475	2.53
8 St_DC3_MRFs_EC8		DC3	977	2017	2.06
8 St_DC2_MRFs_TPMC		DC2	977	1053	1.08
8 St_DC3_MRFs_TPMC		DC3	977	1356	1.39

MRFs con nodi FREEDAM

Le zone dissipative nei telai sismo-resistenti dotati di dispositivi FREEDAM sono concentrate nei giunti trave-colonna. Al fine di evitare danni agli elementi strutturali collegati dai giunti FREEDAM, la resistenza a flessione di questi ultimi è stata regolata in modo che sia il più vicino possibile al momento di progetto $M_{f,Ed}$ della colonna nella combinazione sismica. Ciò è stato ottenuto calibrando la forza di precarico P_f nei bulloni ad alta resistenza utilizzati per i dispositivi ad attrito. Pertanto, nell'ambito di questa indagine preliminare, si è ipotizzato che il momento resistente dei giunti corrisponda allo scorrimento nei dispositivi ad attrito. Ciò premesso, il valore della forza verticale P per i telai dotati di dispositivi FREEDAM corrisponde allo sviluppo di un meccanismo di "scorrimento" raggiunto quando i giunti trave-colonna entrano nella fase di scorrimento. Di conseguenza, se una struttura sopravvive alla perdita della colonna senza superare la resistenza allo scorrimento dei dispositivi FREEDAM, è ragionevole presumere che sia robusta per lo scenario considerato. Le previsioni preliminari riportate in Tabella 10.3 mostrano che, per la maggior parte dei telai dotati dei giunti innovativi, il meccanismo di scorrimento è raggiunto prima del cedimento della colonna. Di conseguenza, per questi telai, sono state eseguite simulazioni numeriche che tengono conto del comportamento post-scorrimento dei dispositivi per valutarne la robustezza.

Tabella 10.3 - Risultati dell'indagine preliminare per i telai sismo-resistenti MRFs con nodi FREEDAM

Caso-studio	Altezza	Classe di duttilità	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$\frac{P_{predicted}}{N_{normal}}$
4 St_DC1_MRFs_EC8	Basse	DC1	484	329	0.68
4 St_DC2_MRFs_EC8		DC2	484	395	0.82
4 St_DC3_MRFs_EC8		DC3	484	349	0.72
4 St_DC2_MRFs_TPMC		DC2	484	318	0.66
4 St_DC3_MRFs_TPMC		DC3	484	318	0.66
8 St_DC1_MRFs_EC8	Media altezza	DC1	977	926	0.95
8 St_DC2_MRFs_EC8		DC2	977	1254	1.28
8 St_DC3_MRFs_EC8		DC3	977	1324	1.35
8 St_DC2_MRFs_TPMC		DC2	977	750	0.77
8 St_DC3_MRFs_TPMC		DC3	977	1149	1.18

10.2.2 Simulazioni numeriche

Lo scenario di fallimento di una colonna nei telai sismo-resistenti perimetrali è stato simulato numericamente utilizzando il software agli elementi finiti FINELG [5] sviluppato all'Università di Liège in collaborazione con lo studio di design Greisch. Il software consente di eseguire diversi tipi di analisi (ad es. elastiche, statiche/dinamiche non lineari) risolvendo problemi complessi tra cui non linearità geometriche e materiali.

I modelli numerici dei telai sono stati costruiti in un ambiente numerico 3D utilizzando elementi trave 3D classici. Le proprietà del materiale (acciaio S355) sono state implementate attraverso una legge costitutiva non lineare con un plateau di snervamento e incrudimento, come illustrato in Figura 10.7 ed in accordo con la nuova bozza della norma EN 1993-1-14 [6].

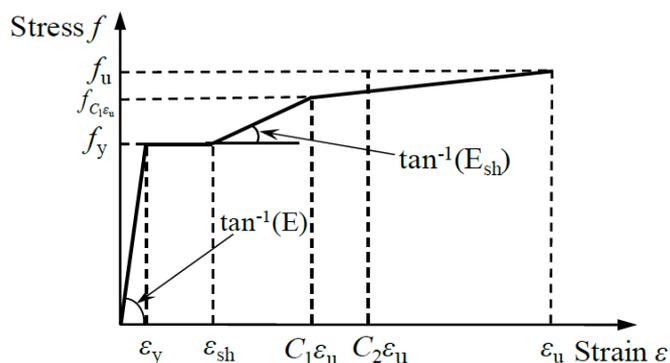


Figura 10.7 - Legame costitutivo del materiale [6]

A differenza dei telai progettati con i tradizionali giunti a completo ripristino di resistenza, quelli dotati di dispositivi FREEDAM hanno richiesto un'attenzione specifica per la modellazione dell'effettivo comportamento del giunto, essendo fortemente non lineare a causa della progressiva attivazione dei suoi componenti. Inoltre, l'uso di una molla di rotazione che riproduce il comportamento del giunto risulta inappropriato nelle applicazioni in cui l'interazione M-N è una caratteristica chiave, come nel caso del cedimento di una colonna. Infatti, un telaio che perde una delle sue colonne dovrebbe entrare nel dominio delle grandi deformazioni. Ciò implica che i giunti alle estremità delle travi appena sopra la colonna persa, inizialmente soggetti a flessione, saranno gradualmente soggetti a una forza con lo sviluppo di azioni-catenaria. La

soluzione per tenere conto dell'interazione M-N nei giunti è caratterizzare questi ultimi attraverso un modello di molla 'multi-layer', derivante dal metodo delle componenti attualmente prescritto dalla EN 1993-1-8 [7].

Tuttavia, un modello sofisticato con più strati di molle traslazionali pone grandi sfide nel processo di modellazione quando viene implementato nelle analisi del telaio. Per superare questo inconveniente, è stato sviluppato e convalidato un modello semplificato "a due molle" validato rispetto a prove sperimentali presentate in [8]. I nodi FREEDAM sono stati implementati nei modelli numerici attraverso un sistema costituito da due molle traslazionali, le cui proprietà meccaniche sono definite secondo il metodo delle componenti. Una rappresentazione grafica del modello delle "due molle" per il giunto D1 FREEDAM usato nei telai è indicato in Figura 10.8a dove la molla superiore – "Spring Top" e quella inferiore – "Spring Bottom" sono due molle equivalenti traslazionali, che simulano l'assemblaggio delle componenti attive all'interno del giunto. La molla – "Shear Spring" è introdotta per assicurare il trasferimento della forza di taglio all'estremità della trave.

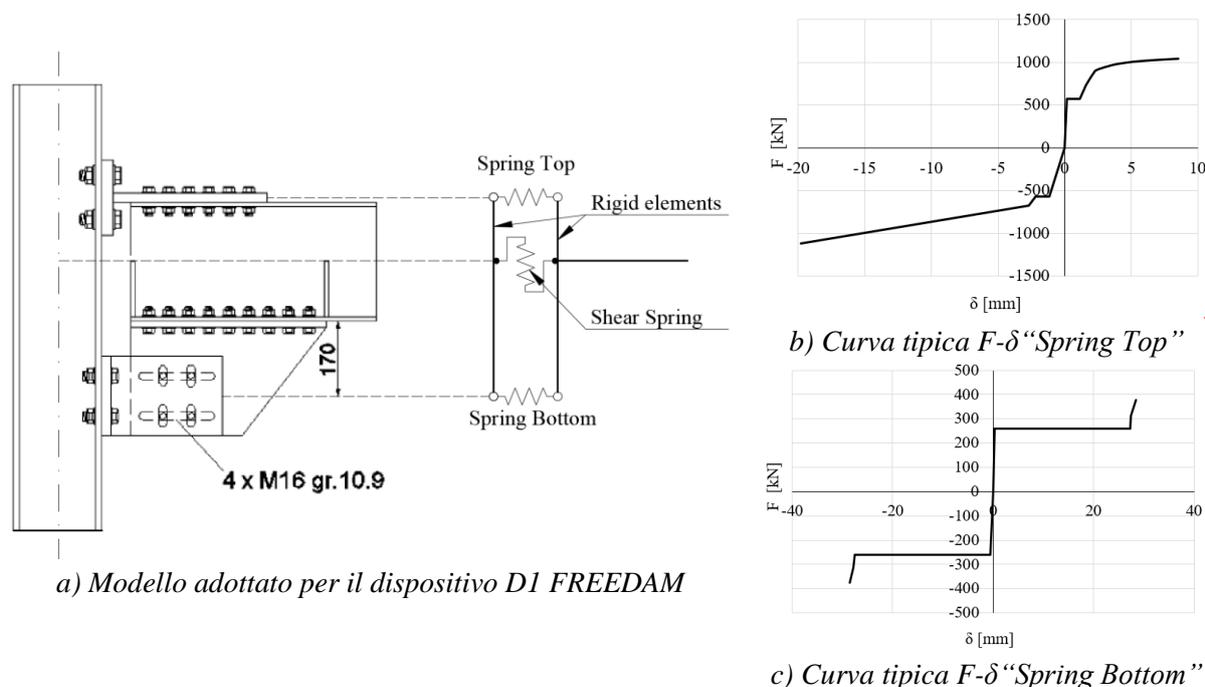


Figura 10.8 - Modellazione del giunto FREEDAM

Come già menzionato, le proprietà meccaniche delle due molle sono stimate a partire dal metodo delle componenti e implementate nel modello ad elementi finiti con un comportamento $F-\delta$ non lineare, come indicato dai grafici in Figura 10.8b-c per un dispositivo FREEDAM di tipo D1.

Il cedimento della colonna nel telaio perimetrale è stato simulato attraverso diverse sequenze di carico, come illustrato in Figura 10.9. Inizialmente, la colonna è stata rimossa fittiziamente simulando la sua presenza attraverso una forza verticale N_{normal} che sostituisce la reazione nella colonna persa nella combinazione di carico accidentale. Inoltre, è stata eseguita un'analisi non lineare applicando una forza incrementale verso il basso λN_{normal} fino al raggiungimento del cedimento del telaio. Tracciando gli spostamenti verticali rispetto alla forza incrementale verso il basso applicata, la risposta non lineare completa del telaio fino al suo collasso è caratterizzata

da una curva forza-spostamento verticale ($F-\delta_{vertical}$). Il telaio indagato può essere assunto come robusto se il fattore di carico λ pari a 1 è raggiunto prima del cedimento del telaio.

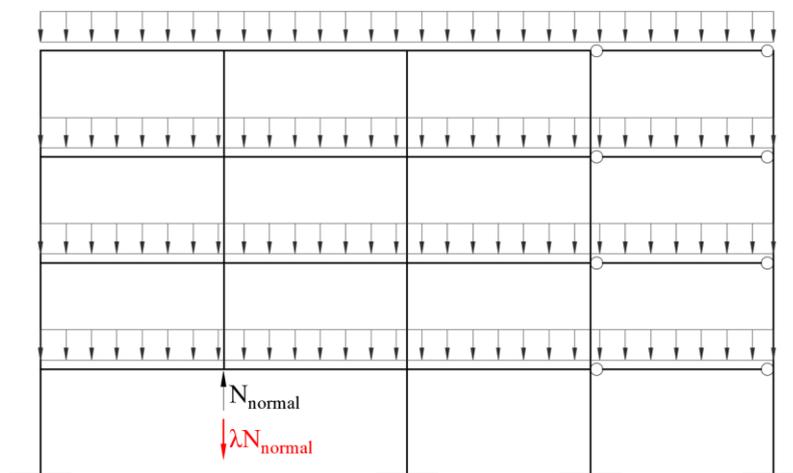
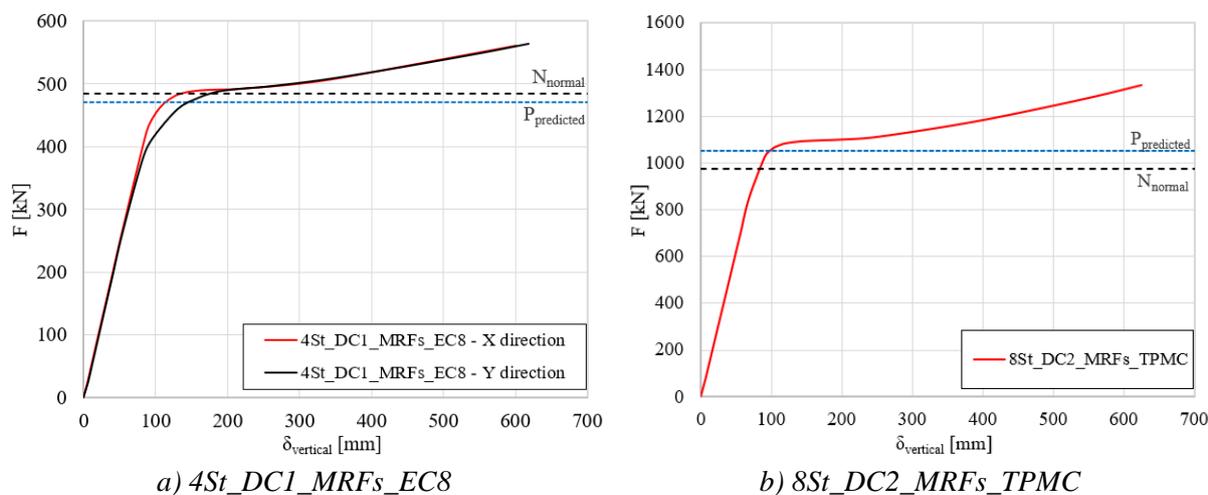


Figura 10.9 - Sequenza di cedimento di una colonna

10.2.3 Risultati

MRFs con nodi tradizionali a completo ripristino di resistenza

Al fine di validare l'assunzione iniziale di avere una risposta sismile tra i telai in direzione X e Y, il cedimento della colonna è stato simulato per i telai perimetrali in entrambe le direzioni, per i telai a 4 piani progettati secondo EC8 in classe DC1. I risultati mostrati in Figura 10.10a in termini di curve $F-\delta_{vertical}$ mostrano che, nonostante le differenze nella distribuzione del carico sulle travi perimetrali, i telai presentano una risposta simile. Anche se il meccanismo plastico si verifica per valori leggermente inferiori di P nel telaio in direzione Y, non ci sono differenze tra la risposta post-plastica dei due telai, essendo entrambi abbastanza robusti da sostenere il cedimento della colonna. È quindi ragionevole procedere con simulazioni numeriche per MRF in una sola direzione. Nel seguito verrà trattata in dettaglio la risposta dei telai in direzione X.



a) 4St_DC1_MRFs_EC8

b) 8St_DC2_MRFs_TPMC

Figura 10.10. Analisi di robustezza "Pushdown" – Telai con nodi tradizionali

La Figura 10.10 indica che la previsione dei valori di $P_{predicted}$ ottenuti durante le indagini preliminari (Tabella 10.2) è molto vicina alla previsione numerica per entrambi i telai analizzati,

che convalida l'indagine preliminare condotta. Sia i telai a 4 che a 8 piani con giunti tradizionali sono sufficientemente robusti da resistere al cedimento della colonna. Tuttavia, nelle travi immediatamente al di sopra della colonna ceduta, si sviluppa un meccanismo plastico per valori di forza paragonabili a N_{normal} . Tuttavia, i due telai analizzati mostrano una significativa riserva post-plastica, in quanto il collasso si verifica al raggiungimento del carico di rottura nelle cerniere plastiche sviluppate alle estremità delle travi come illustrato in Figura 10.11.

Sulla base della buona concordanza tra i risultati dell'indagine preliminare e le previsioni numeriche sopra riportate, si può concludere che i telai con giunti tradizionali con rigrosso, per i quali non sono state condotte simulazioni numeriche, rimangono in campo elastico a seguito della perdita della colonna. Questa aspettativa è giustificata dai valori del rapporto P/N_{normal} previsti nello studio preliminare, che sono notevolmente superiori a 1.

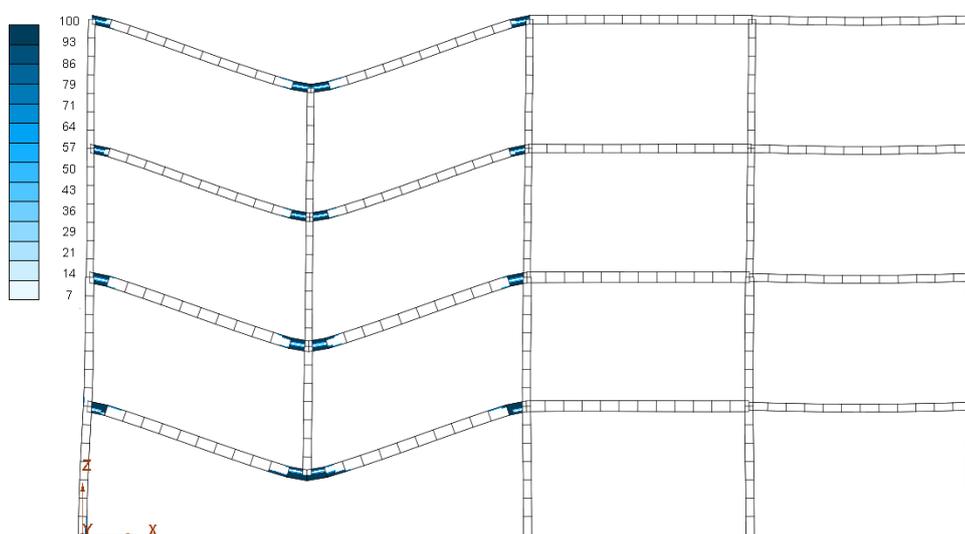


Figura 10.11 - Zone cedevoli (in blu) sviluppate alle estremità delle travi nella zona direttamente interessata in un telaio a 4 piani

MRFs con nodi FREEDAM

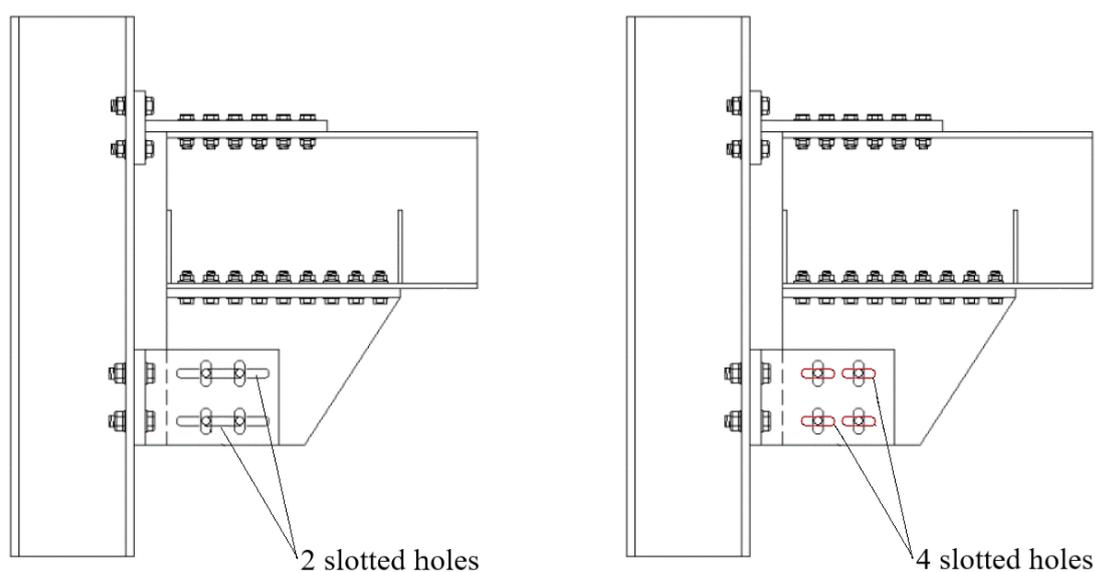
La particolarità dei modelli numerici dei telai MRFs dotati di dispositivi FREEDAM è stata l'implementazione del modello “a due molle” presentato in precedenza. Attraverso la progettazione eseguita nel Capitolo 8, la resistenza allo scorrimento dei giunti è stata calibrata rispetto al momento flettente di progetto, in corrispondenza della colonna nella combinazione sismica di progetto.

Ciò ha portato ad una soluzione progettuale che implica la variazione della resistenza allo scorrimento dei giunti FREEDAM da un piano all'altro. Questo aspetto è stato esplicitamente preso in considerazione nel modello agli elementi finiti, adeguando le proprietà meccaniche del modello “a due molle” in conformità con la soluzione progettuale sismica.

Le linee continue riportate in Figura 10.13 illustrano la risposta dei telai a 4 piani dotati di dispositivi FREEDAM al cedimento della colonna. È facile notare che tutti i telai qui esaminati non sono abbastanza robusti da sopravvivere alla presunta perdita della colonna, poiché le linee continue si fermano prima di raggiungere il valore di N_{normal} . Vale la pena notare che la

configurazione iniziale del dispositivo dissipativo proposto porta ad un cedimento fragile dei giunti, poco dopo il raggiungimento della fine della corsa dei dispositivi (cioè al termine della fase di scorrimento). La rottura fragile è causata dal fatto che al termine della fase di scorrimento, solo due bulloni M16 sono a contatto con l'estremità delle asole, data la configurazione dei fori asolati, e sono implicitamente impegnati a resistere all'azione di taglio. La resistenza al taglio dei due bulloni M16 è notevolmente inferiore alla resistenza plastica di qualsiasi componente del dispositivo. Pertanto, la rottura dei giunti corrisponde alla rottura dei bulloni a taglio che riduce drasticamente la duttilità nel comportamento post-scorrimento dei giunti FREEDAM.

Al fine di superare questo inconveniente, la configurazione originale dei dispositivi ad attrito (Figura 10.12a) deve essere ottimizzata. Una soluzione che non comporta ulteriori costi è quella che prevede la sostituzione dei fori asolati lunghi, previsti per due bulloni M16 (per dispositivo D1) con due fori asolati più corti per ciascun bullone (Figura 10.12b). Questa semplice contromisura non modifica la resistenza allo scorrimento dei giunti, mentre migliora il comportamento post-scorrimento impegnando quattro bulloni M16 per resistere all'azione di taglio al termine della fase di scorrimento.



a) Configurazione iniziale con 2 fori asolati

b) Configurazione proposta migliorata

Figura 10.12 - Configurazione del giunto FREEDAM

La risposta dei telai dotati di dispositivi FREEDAM, inclusa questa piccola modifica, è rappresentata dalle linee rosse tratteggiate nella Figura 10.13. La robustezza dei telai MRF è significativamente migliorata quando si confrontano i risultati considerando le due configurazioni del dispositivo (con 2M16 e 4M16 attivi nel taglio dopo lo slittamento).

Nel telaio a 4 piani progettato secondo EC8 e in classe DC1 (Figura 10.13a), il collasso avviene per le eccessive deformazioni plastiche sviluppate nelle travi del 1° piano. La formazione di cerniere plastiche nelle travi in prossimità dei giunti FREEDAM è dovuta alla resistenza plastica delle travi, piuttosto bassa rispetto alla resistenza plastica post-scorrimento dei giunti. Per gli altri telai, invece, il collasso avviene per cedimento di giunti che possono cedere per rottura dei

bulloni a taglio anche se, in casi particolari, si sviluppano anche delle deformazioni plastiche nelle travi.

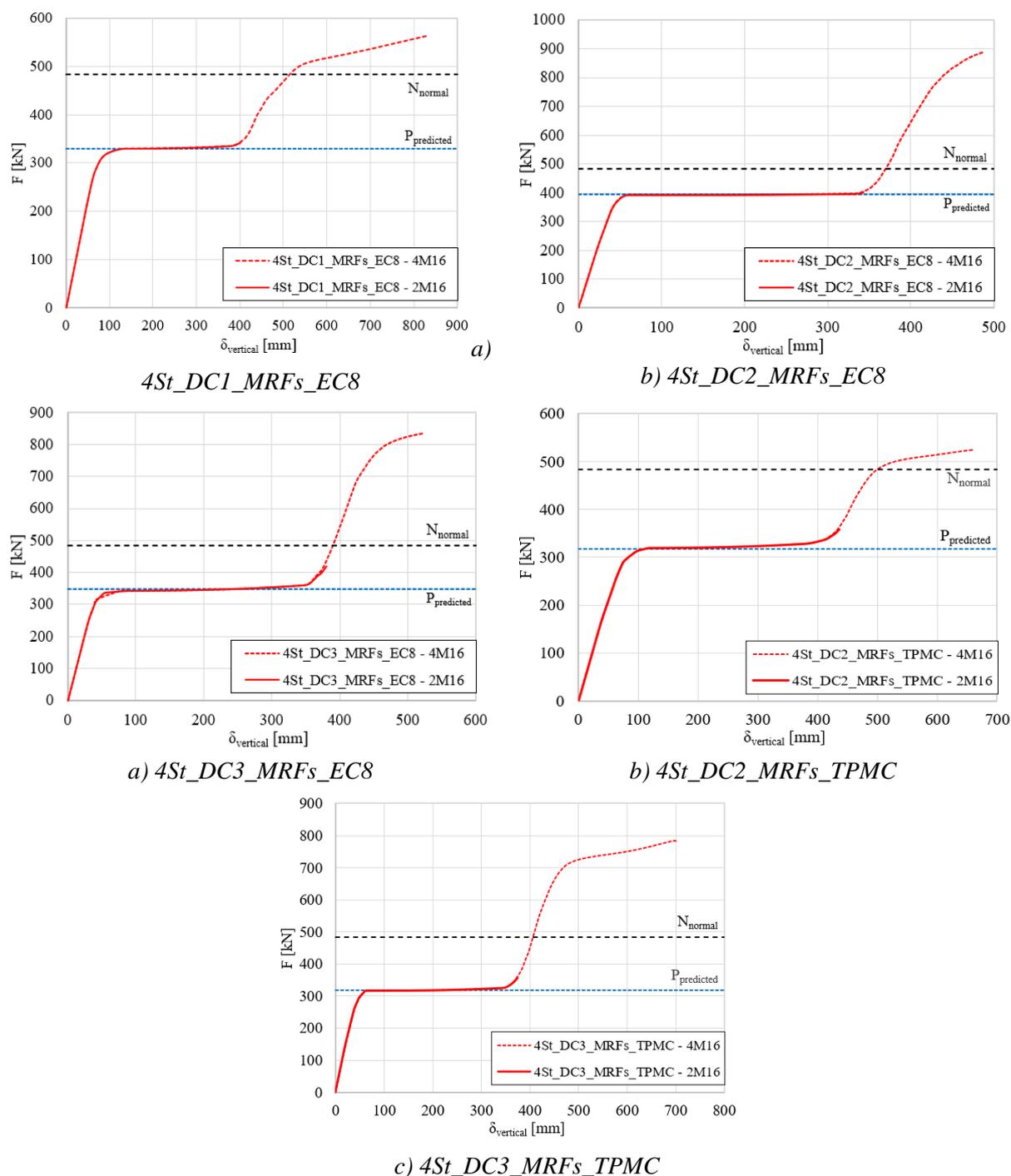


Figura 10.13 - Analisi pushdown – Telai a 4 piani con nodi FREEDAM

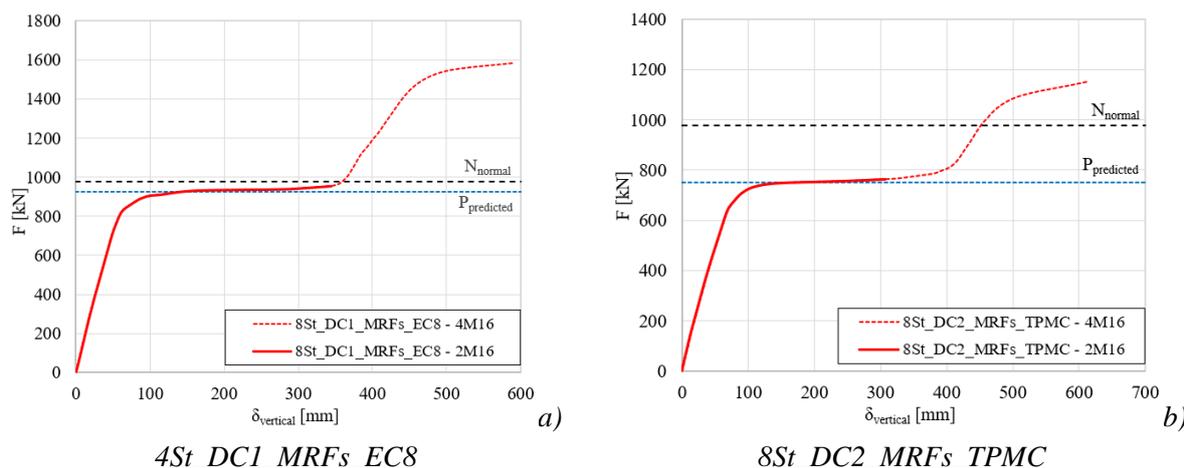


Figura 10.14 - Analisi pushdown – Telai a 8 piani con nodi FREEDAM

Osservazioni simili possono essere riportate per la risposta strutturale dei telai ad 8 piani, rappresentata in Figura 10.14. I due telai “critici” individuati attraverso lo studio preliminare non sono sufficientemente robusti per resistere al cedimento della colonna con la configurazione originale del dispositivo FREEDAM. D'altra parte, la robustezza degli telai è significativamente migliorata con la configurazione proposta che attiva quattro bulloni M16 a taglio, nella fase post-scorrimento. Il collasso del telaio si verifica nuovamente in seguito alla rottura a taglio dei bulloni, con notevoli cedimenti che si sviluppano anche nelle travi.

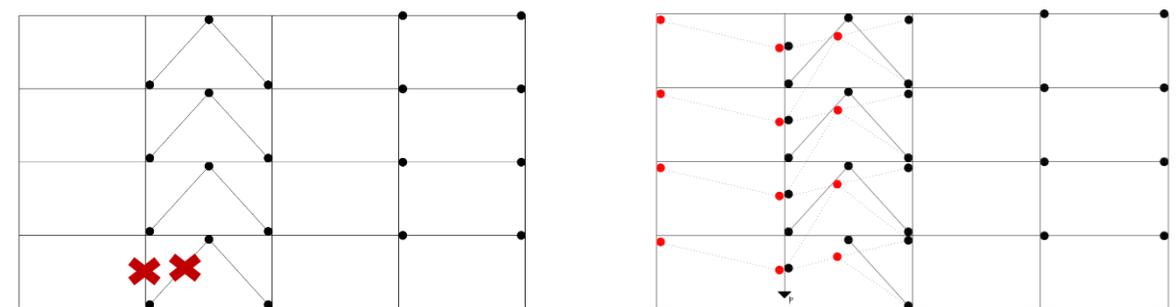
10.3 DUAL CONCENTRICALLY BRACED FRAMES (D-CBFS)

10.3.1 Indagini preliminari

Per i sistemi duali CBF, lo scenario che è stato investigato è la perdita della seconda colonna di base e dei controventi adiacenti (Figura 10.15a). Come con i sistemi intelaiati, sono state condotte analisi preliminari comparando le azioni verticali derivanti dai carichi verticali nella colonna rimossa (N_{normal}) e la forza verticale mobilizzata attraverso un meccanismo plastico che si sviluppa sopra gli elementi strutturali ceduti (P in Figura 10.15b). Per i casi dove $P > N_{normal}$, nessun meccanismo plastico viene sviluppato a seguito della perdita della colonna e la struttura è stabile. Al contrario, quando $P < N_{normal}$, si ha lo sviluppo di un meccanismo plastico in seguito alla perdita della colonna. Questi ultimi casi sono stati selezionati per essere ulteriormente analizzati in SAP 2000.

Vale la pena ricordare che, per il calcolo di P , sono state considerate le cerniere plastiche nei controventi e alle estremità delle travi per i telai con i giunti rigidi tradizionali, mentre, per i telai con i giunti FREEDAM, le cerniere plastiche sono state considerate al livello della connessione FREEDAM, sia nei giunti trave-colonna che nei controventi.

Da questa analisi sono stati selezionati per le analisi di robustezza quattro telai con giunti tradizionali e 8 telai con giunti FREEDAM (Tabella 10.4 e Tabella 10.5).



a) Rimozione locale della colonna e del controvento

b) Meccanismo plastic per i sistemi duali CBF

Figura 10.15 - Analisi di robustezza dei sistemi duali CBF

Tabella 10.4 - Risultati dell'indagine preliminare per i sistemi duali D-CBF con nodi tradizionali

Caso-studio	Altezza	Classe di duttilità	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$P_{predicted}/N_{normal}$
4 St_DC1_D-CBFs_EC8	Bassi	DC1	473	2167	4.59
4 St_DC2_D-CBFs_EC8		DC2	473	1553	3.29
4 St_DC3_D-CBFs_EC8		DC3	473	1692	3.58
4 St_DC2_D-CBFs_TPMC		DC2	473	872	1.84
4 St_DC3_D-CBFs_TPMC		DC3	473	1309	2.77
8 St_DC1_D-CBFs_EC8	Media-altezza	DC1	971	3444	3.55
8 St_DC2_D-CBFs_EC8		DC2	971	3337	3.44
8 St_DC3_D-CBFs_EC8		DC3	971	4329	4.46
8 St_DC2_D-CBFs_TPMC		DC2	971	1426	1.47
8 St_DC3_D-CBFs_TPMC		DC3	971	1900	1.96

Tabella 10.5 - Risultati dell'indagine preliminare per i sistemi duali D-CBF con nodi FREEDAM

Caso-studio	Altezza	Classe di duttilità	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$P_{predicted}/N_{normal}$
4 St_DC1_D-CBFs_EC8	Bassi	DC1	473	982	2.17
4 St_DC2_D-CBFs_EC8		DC2	473	522	1.20
4 St_DC3_D-CBFs_EC8		DC3	473	770	1.72
4 St_DC2_D-CBFs_TPMC		DC2	473	376	0.88
4 St_DC3_D-CBFs_TPMC		DC3	473	385	0.79
8 St_DC1_D-CBFs_EC8	Media-altezza	DC1	971	1124	2.62
8 St_DC2_D-CBFs_EC8		DC2	971	1004	2.35
8 St_DC3_D-CBFs_EC8		DC3	971	1035	2.01
8 St_DC2_D-CBFs_TPMC		DC2	971	854	0.92
8 St_DC3_D-CBFs_TPMC		DC3	971	1000	1.03

10.3.2 Modellazione della zona del collegamento

Come dimostrato in precedenza, i giunti sono elementi chiave, che influenzano fortemente la risposta di robustezza globale degli edifici in acciaio. Pertanto, nell'analizzare la robustezza degli

edifici, ad eccezione dei casi in cui i giunti sono considerati rigidi ed a completo ripristino di resistenza, il loro comportamento dovrebbe essere correttamente modellato.

Per i casi analizzati, è stato utilizzato un modello a molla per modellare le connessioni trave-colonna FREEDAM. In particolare, è stato utilizzato un modello a due molle collegate da elementi rigidi, che tiene conto della distanza tra l'asse della flangia della trave in trazione e il centro di compressione, ovvero il braccio di leva z , come indicato dal metodo delle componenti semplificato della EN 1993 1-8 [7] come rappresentato in Figura 10.8a e precedentemente fatto con i telai MRFs. Il legame forza-deformazione delle molle tiene in conto sia il comportamento a scorrimento e post-scorrimento per l'intero giunto FREEDAM [9] (Figura 10.8b-c). Per quanto riguarda la resistenza allo scorrimento, tale valore è stato adeguato per ogni telaio e per ogni piano secondo quanto precedentemente considerato nell'analisi sismica.

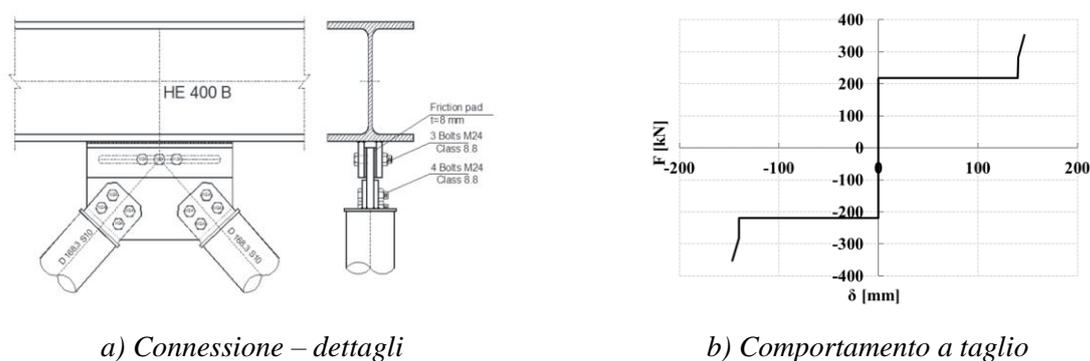


Figura 10.16 - Connessione relativa ai controventi

Vale la pena ricordare che sono state considerate due diverse configurazioni dei fori asolati nei dispositivi di attrito, vale a dire, la configurazione presentata in Figura 10.8, cioè due lunghi fori asolati con due bulloni in ogni foro e una seconda configurazione adottando quattro fori asolati, come fatto precedentemente con i sistemi a telaio, ovvero nei MRFs. Come riportato nella sezione dei risultati di seguito, questa seconda configurazione modifica in modo significativo la robustezza dei telai come osservato anche per i sistemi MRFs.

Inoltre, per il caso particolare dei telai CBFs, anche le connessioni a taglio FREEDAM nell'intersezione dei controventi sono state modellate con una molla a taglio (Figura 10.16).

10.3.3 Risultati

In questa sezione sono riportati i principali risultati delle analisi di perdita di una colonna nei sistemi duali CBFs. È stata effettuata una prima valutazione di robustezza per indagare se i diversi schemi di carico in direzione X e Y dell'edificio potessero tradursi in una differenza significativa nella risposta dei telai. Per questo studio è stato utilizzato un telaio con giunti tradizionali. Il grafico forza vs deformazione verticale di questa struttura quando viene applicato lo schema di carico sulla direzione X o sulla direzione Y può essere visualizzato in Figura 10.17.

Come osservato, la risposta di robustezza è abbastanza simile, le piccole differenze nelle curve sono legate al fatto che le travi in direzione Y iniziano a cedere per prime perché le forze agenti sulle travi sono maggiori se confrontate con le forze agenti sulle travi in direzione X per la stessa deformazione. Per le strutture con giunti FREEDAM si osserva anche questo comportamento. In questo modo si è concluso che effettuare le analisi solo per la direzione X era sufficiente per comprendere la robustezza delle strutture.

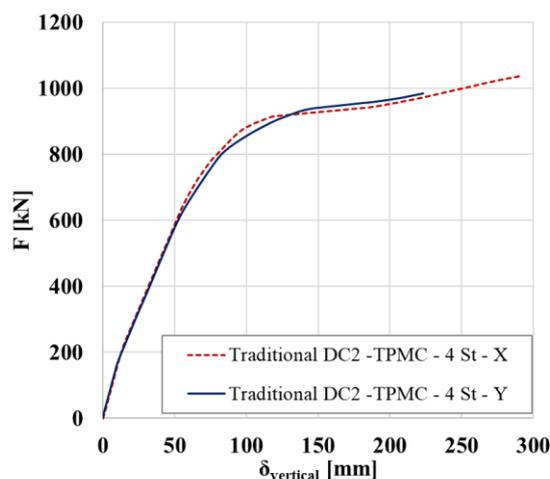


Figura 10.17 - Analisi Pushdown. – influenza dello schema di carico

Nei grafici seguenti, mostrati in Figura 10.18 e Figura 10.19, sono riportate le curve forza vs deformazione verticale per ciascun caso analizzato, considerando la configurazione iniziale del giunto, ovvero con due fori asolati.

In generale si può dire che tutte le strutture sopravvivono alla perdita della colonna, cioè la loro resistenza ultima è maggiore della forza verticale nella colonna rimossa (N_{normal}). Inoltre, la forza prevista corrispondente alla formazione del meccanismo plastico nelle strutture ($P_{predicted}$) sembra essere in accordo con quanto osservato dai risultati numerici. Attorno a questo valore di forza, le curve iniziano a mostrare un comportamento plastico, che si verifica per l'impegno plastico delle estremità delle travi nei telai con giunti tradizionali e al raggiungimento dello scorrimento nei telai con giunti FREEDAM. Per quanto riguarda i telai con giunti tradizionali, le analisi sono state interrotte quando le cerniere plastiche dei controventi hanno raggiunto la loro resistenza ultima o rotazione o quando le cerniere plastiche iniziano a comparire nella parte della struttura non direttamente interessata dalla perdita delle membrature. Confrontando i casi analizzati, si può osservare che il comportamento è molto simile; la differenza principale è che la struttura a 8 piani ha una capacità di duttilità inferiore, a causa di una precedente attivazione di cerniere plastiche nella parte della struttura non direttamente interessata.

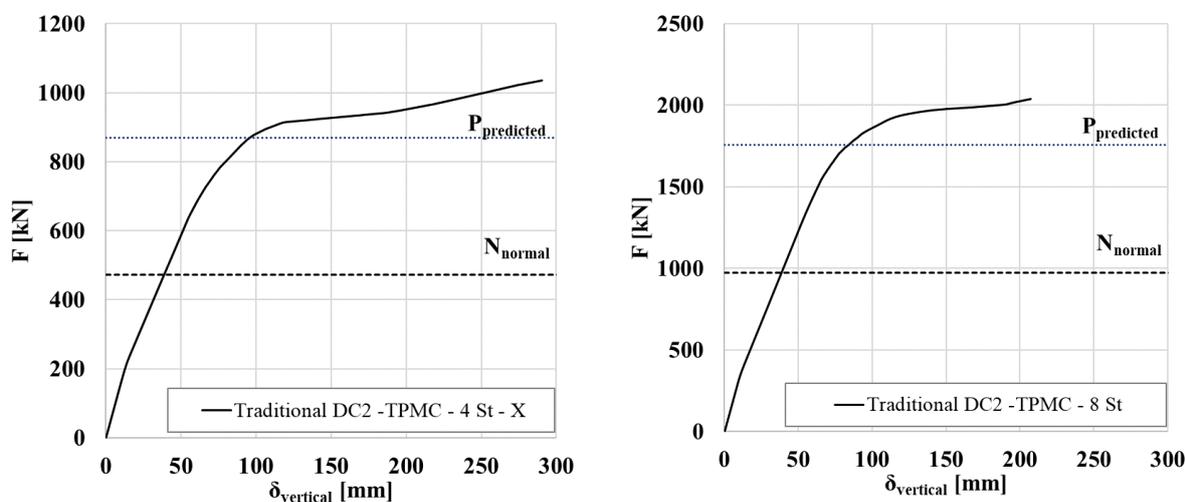


Figura 10.18 – Analisi Pushdown – Telai con giunti tradizionali

Per quanto riguarda le strutture analizzate con le connessioni FREEDAM, si possono fare le stesse osservazioni. Tutte le strutture hanno un comportamento simile, con piccole differenze introdotte da struttura a struttura, a causa della regolazione dello scorrimento, sia per le connessioni trave-colonna che per le connessioni a taglio. Confrontando l'influenza dell'altezza della struttura, si può qui trarre la stessa conclusione fatta per le strutture con giunti tradizionali, cioè la duttilità dei telai si riduce leggermente all'aumentare dell'altezza della struttura e il collasso delle strutture corrisponde al raggiungimento della resistenza a taglio dei bulloni del dispositivo di attrito.

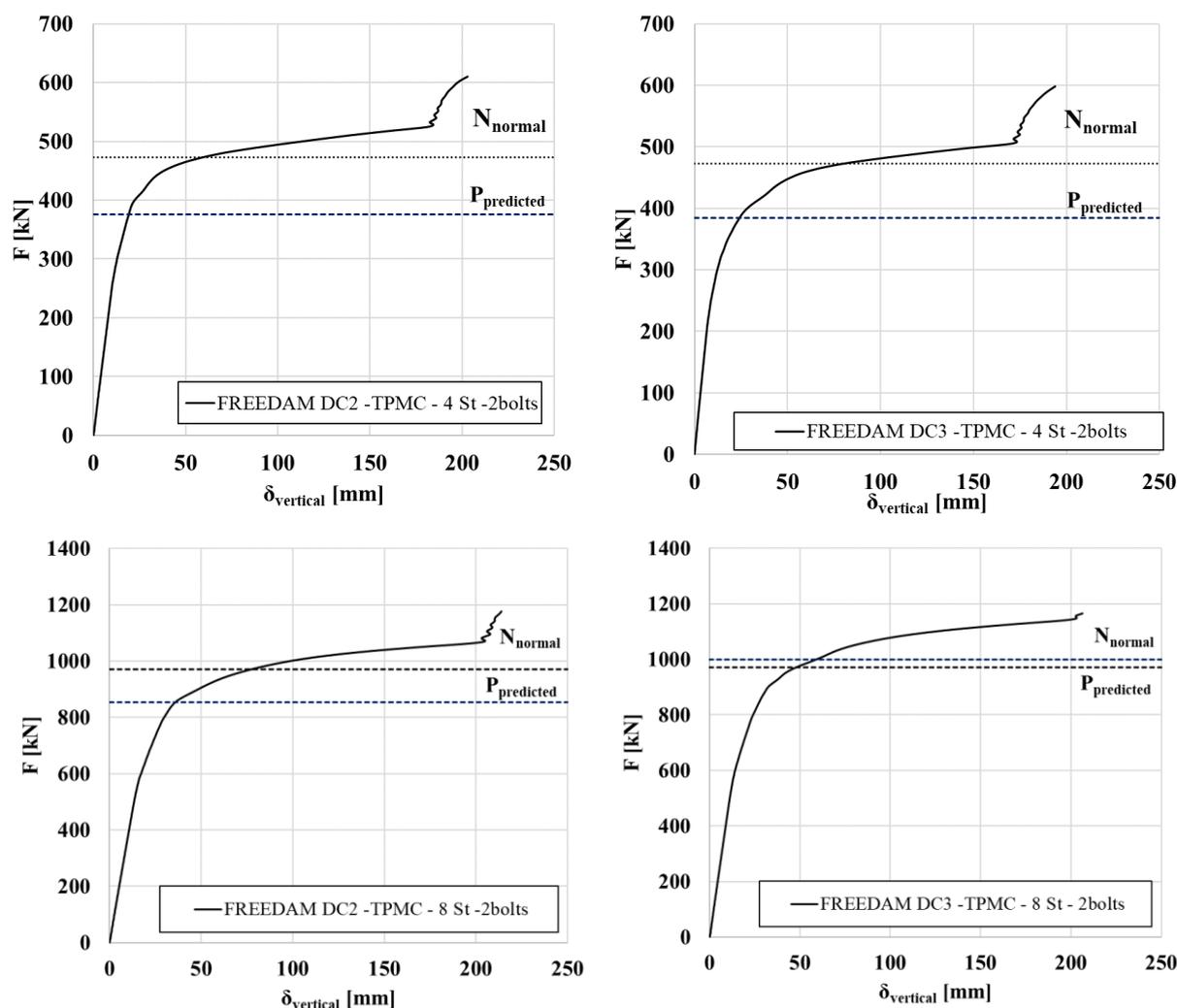


Figura 10.19 - Analisi Pushdown – Telai con giunti FREEDAM

Infine, i grafici mostrati in Figura 10.20 mostrano l'influenza della configurazione dei fori asolati sulla robustezza della struttura. È abbastanza evidente che l'adozione di quattro fori asolati invece di due migliora notevolmente la risposta strutturale in termini di resistenza post-scorrimento e la duttilità attraverso l'attivazione di tutti i dispositivi ad attrito, al termine della fase di scorrimento, invece di due. Pertanto, questo parametro geometrico dovrebbe essere considerato durante la progettazione di tali giunti.

Inoltre, nelle strutture a 8 piani analizzate con la configurazione consigliata per i fori asolati, nella campata senza controventi, le travi risultano snervate, dopo lo scorrimento dei collegamenti (Figura 10.20). Tuttavia, la modalità di rottura per questi casi è associata ai bulloni a taglio a

livello della connessione situata all'intersezione dei controventi del 2° piano (Figura 10.21). Va notato che le cerniere plastiche nelle travi potrebbero essere facilmente evitate se nella progettazione della sezione della trave si considerasse la resistenza post-scorrimento dei giunti.

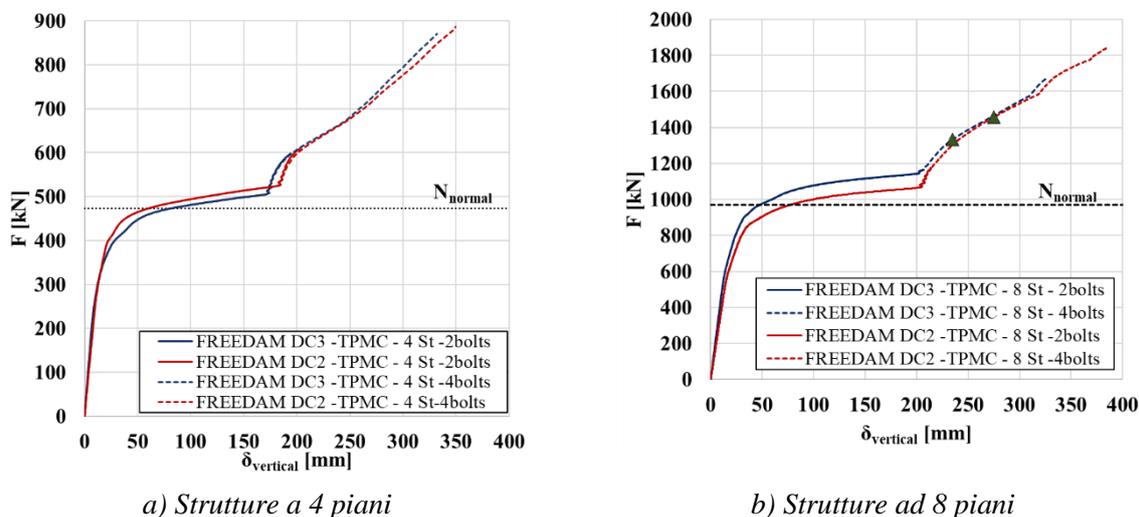


Figura 10.20 - Influenza della configurazione dei fori asolati

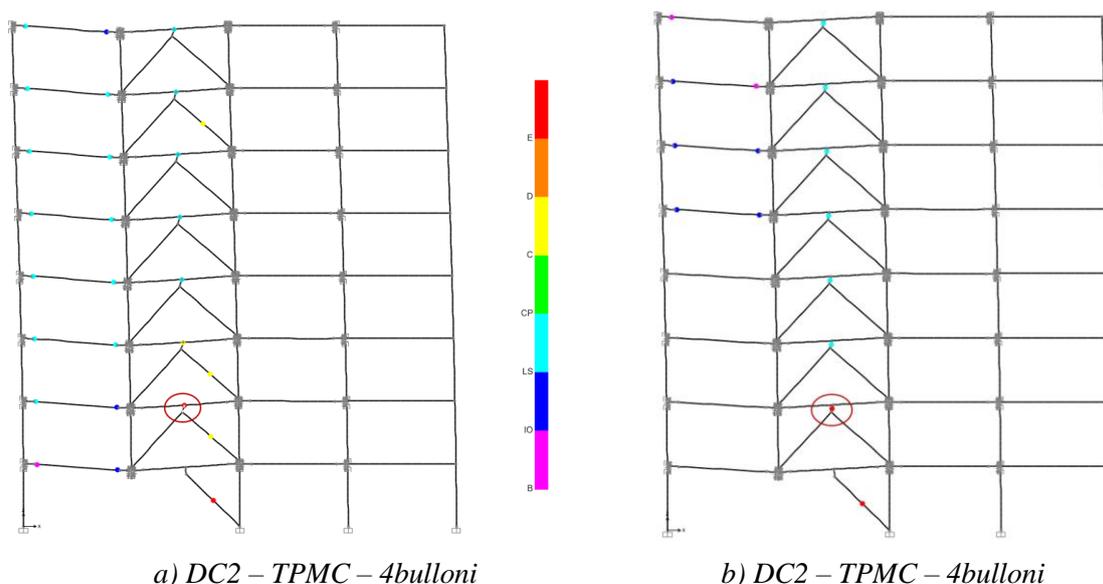


Figura 10.21 - Strutture ad 8 piani con giunti FREEDAM– cerniere plastiche e collassi locali

10.4 CONCLUSIONI

Questo capitolo si è occupato della valutazione della robustezza di due tipologie strutturali, ovvero i telai sismo-resistenti *i.e.*, Moment Resisting Frames e i sistemi duali *i.e.*, Dual Concentrically Braced. Le analisi statiche sono state effettuate considerando la rimozione accidentale di membrature al piano terra di un telaio perimetrale. In una prima fase è stata condotta un'indagine preliminare volta ad individuare le strutture per le quali è probabile che il meccanismo plastico si manifesti a seguito della perdita dell'elemento. Successivamente, in una seconda fase, sono state condotte simulazioni numeriche per le strutture “critiche” così

identificate includendo, per ciascuna tipologia, strutture con collegamenti sia tradizionali che FREEDAM a 4 o 8 piani. Quindi si possono trarre le seguenti conclusioni:

- La robustezza dei telai sismo-resistenti (MRFs) con i tradizionali giunti a completo ripristino di resistenza è stata valutata mediante analisi statiche non lineari corrispondenti alla perdita di una colonna. L'esito delle indagini numeriche mostra che tutti i telai sismo-resistenti MRFs così progettati presentano livelli di robustezza adeguati per sopravvivere alla perdita di una colonna di base.
- I telai MRFs dotati dei dispositivi FREEDAM proposti inizialmente non sono sufficientemente robusti per resistere alla perdita della colonna. La mancanza di resistenza residua è dovuta alla modalità di rottura fragile indotta nei dispositivi dalla rottura dei bulloni a taglio. In questo studio è stata identificata una soluzione conveniente ed economicamente efficiente per superare questo problema. La piccola modifica proposta è quella di sostituire i due lunghi fori asolati nel dispositivo di attrito con quattro asole più corte in modo che, al termine della fase di scorrimento, tutti e quattro i bulloni vengano attivati a taglio anziché due. Le indagini numeriche qui condotte hanno evidenziato l'efficacia di questa semplice contromisura rispetto alle analisi di robustezza, da cui ne consegue che tutti i telai MRFs dotati dei dispositivi modificati sopravvivono alla presunta perdita di una colonna con deformazioni plastiche limitate.
- Tutti i telai controventati CBFs con giunti tradizionali, indipendentemente dalla tipologia, sono stati in grado di sopravvivere ad uno scenario di perdita di una colonna e di avere ulteriore resistenza residua e duttilità. Tuttavia, ciò è ottenuto dall'impegno plastico delle estremità delle travi e dei controventi.
- Tutti i telai controventati CBFs con connessioni FREEDAM sono riusciti a sopravvivere allo scenario corrispondente alla perdita di una colonna attivando lo scorrimento a livello delle connessioni trave-colonna e dei controventi, mantenendo gli altri membri della struttura in campo elastico. In termini di resistenza residua e duttilità di questi telai, essa dipende fortemente dalla configurazione dei fori asolati del dispositivo ad attrito. Quando i quattro bulloni sono impegnati a taglio dopo lo scorrimento mediante quattro fori asolati, la resistenza e la duttilità di queste strutture sono molto simili a quelle con giunti tradizionali.

10.5 BIBLIOGRAFIA

- [1] Eurocode 3, Design of steel structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings, 2002.
- [2] CEN, EN 1990, Eurocode 0: Basis of structural design., CEN, Brussels., 2005
- [3] R. Montuori, E. Nistri, V. Piluso, Advances in theory of plastic mechanism control: closed form solution for MR-Frames, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 44 (2015) 1035–54
- [4] Eurocode 1, Actions on structures - Part 1-7: Accidental actions. Brussels, Belgium, 2006
- [5] FINELG user's manual, "Nonlinear finite element analysis program", 2019 Edition
- [6] CEN. Eurocode 3: "Design of steel structures — Part 1-14: Design assisted by finite element analysis", prEN 1993-1-14, 2021
- [7] Eurocode 3, Design of steel structures. Part 1.8: Design of joints, Brussels, Belgium, 2010
- [8] M. D'Antimo, "Impact characterization of innovative seismically designed connections for robustness application", PhD Thesis, 2020
- [9] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, L. Simões da Silva, Response of friction joints under different velocity rates, *J. Constr. Steel Res.* 168 (2020).

ECCS
CECM
EKS



EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK
CONVENTION EUROPÉENNE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
EUROPÄISCHE KONVENTION FÜR STAHLBAU

publications@steelconstruct.com | www.steelconstruct.com