

Contributi ReLUIS per una revisione della normativa tecnica italiana

Esiti delle attività svolte nell'ambito dei progetti
DPC-ReLUIS

a cura di
Raffaele Landolfo
Maria Antonietta Aiello
Mauro Dolce



<https://doi.org/10.57580/RELUIS.REVNTI>

AVVERTENZE

I contributi normativi presentati in questo volume, di esclusiva responsabilità degli autori dei singoli capitoli, devono essere considerati come proposte di modifica delle normative vigenti. Pertanto, non possono essere utilizzati come riferimento per la progettazione o la verifica di casi reali al di fuori del contesto normativo vigente. ReLUIS e gli autori declinano ogni responsabilità per l'uso improprio che potrebbe essere fatto dei contenuti del volume, sottolineando che essi riflettono lo stato dell'arte delle conoscenze al momento della pubblicazione.

RINGRAZIAMENTI

I contenuti di questo volume derivano dagli studi realizzati nell'ambito dei progetti relativi agli accordi DPC-ReLUIS stipulati a partire dal 2005, in particolare degli accordi DPC-ReLUIS 2019-21 e DPC ReLUIS 2022-24, finanziati dal Dipartimento della Protezione Civile della Presidenza del Consiglio dei Ministri, a cui va il sentito ringraziamento degli autori del volume. La presente pubblicazione, tuttavia, non riflette necessariamente la posizione e le valutazioni del Dipartimento della Protezione Civile.

Prima edizione

ISBN 979-12-80212-26-9

Doppiavoce

Napoli

www.doppiavoce.it

© 2025 ReLUIS

Tutti i diritti riservati.

È vietata ogni riproduzione.

Indice

<i>Prefazione</i>	7
1. Azione sismica	11
1.1. Introduzione	11
1.1.1. Attività di ricerca del WP18	11
1.1.2. Struttura e obiettivi del capitolo	14
1.2. Categorizzazione dei siti e fattori di amplificazione nella parte 1-1 del nuovo Eurocodice 8	15
1.3. Spettri elastici di progetto verticali	18
1.3.1. Lo spettro elastico verticale secondo il nuovo EC8	18
1.3.2. Lo spettro elastico verticale secondo la proposta WP18-RELUIS	19
1.4. Parametri di picco del moto sismico	22
1.4.1. PGV (NTC 2018, Eq. [3.2.12])	22
1.4.2. PGD e TD (NTC 2018, Eq. 3.2.7)	23
1.4.3. Massimo spostamento relativo (d_{ij} , NTC 2018, Eq. [3.2.14])	25
1.5. Parametri convenzionali del terremoto di progetto	27
1.5.1. Magnitudo per analisi di liquefazione	27
1.5.1.1. Introduzione	27
1.5.1.2. La determinazione di M_W secondo il nuovo EC8	27
1.5.1.3. La determinazione di M_W secondo la proposta WP18-RELUIS	29
1.5.2. Coppia magnitudo e distanza per selezione accelerogrammi di input per analisi sismiche	30
1.6. Ringraziamenti	32
1.7. Bibliografia	32
2. Costruzioni in cemento armato	35
2.1. Introduzione	35
2.2. Dettagli costruttivi	37
2.2.1. Effetto del confinamento (distanza barre)	37
2.2.1.1. Distanza fra le barre longitudinali	37
2.2.2. Dettagli costruttivi per le strutture a comportamento dissipativo	38
2.2.2.1. Limiti di armatura longitudinale nelle travi	38
2.3. Confinamento e duttilità	39
2.3.1. Effetto del confinamento	39
2.3.2. Verifiche di resistenza e duttilità	42
2.3.3. Valutazione degli spostamenti della struttura	42
2.3.4. Verifiche di duttilità (DUT)	43
2.3.5. Domanda di duttilità delle pareti	44
2.3.6. Verifica implicita della duttilità	44
2.4. Modelli di capacità di taglio	46
2.4.1. Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	46
2.4.2. Elementi con armature trasversali resistenti al taglio	47
2.5. Metodi di analisi non lineari e relativi modelli	50
2.5.1. Definizione di uno stato limite globale	50
2.5.2. Valutazione della capacità con il metodo dei coefficienti parziali e con il metodo del fattore globale	52
2.5.3. Definizione dei modelli non lineari	54
2.5.4. Analisi non lineare statica	56
2.5.5. Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica	59
2.6. Ringraziamenti	59
2.7. Bibliografia	60

3. Costruzioni in acciaio	63
3.1. Introduzione	63
3.2. Regole generali per gli effetti P-Delta e per la limitazione degli spostamenti	67
3.3. Regole per i telai momento-resistenti	68
3.3.1. Classi di duttilità e fattore di comportamento	68
3.3.2. Regole per gli elementi dissipativi (travi)	69
3.3.3. Regole per gli elementi non-dissipativi (colonne)	70
3.4. Regole per le strutture con controventi concentrici	70
3.4.1. Classi di duttilità e fattore di comportamento	71
3.4.2. Regole per gli elementi dissipativi (diagonali di controvento)	71
3.4.3. Regole per gli elementi non-dissipativi	72
3.5. Regole per le strutture con controventi eccentrici	76
3.5.1. Classi di duttilità e fattore di comportamento	76
3.5.2. Regole per gli elementi dissipativi (elementi di connessione)	76
3.5.3. Regole per gli elementi non-dissipativi (diagonali e colonne)	78
3.6. Regole per le strutture con controventi ad instabilità impedita	80
3.6.1. Classi di duttilità e fattore di comportamento	80
3.6.2. Regole per gli elementi dissipativi (BRB)	80
3.6.3. Regole per gli elementi non-dissipativi (travi e colonne)	82
3.7. Ringraziamenti	83
3.8. Bibliografia	83
4. Costruzioni in legno	85
4.1. Introduzione	85
4.2. Fattori di sovrarresistenza e valori massimi del fattore di comportamento	91
4.3. Materiali e proprietà delle zone dissipative	94
4.4. Tipologie strutturali, fattori di comportamento, rapporto di duttilità statica	96
4.5. Materiali e prodotti per uso strutturale	101
4.6. Circolare applicativa C.7.7.3	101
4.7. Ringraziamenti	102
4.8. Bibliografia	102
5. Costruzioni in muratura	107
5.1. Introduzione	107
5.2. Modelli di capacità per la definizione degli stati limite – Muratura strutturale	109
5.2.1. Capacità deformative per azioni nel piano dei pannelli murari e valori del fattore di struttura	110
5.2.2. Capacità per azioni fuori dal piano e verifica dei meccanismi locali	114
5.3. Modelli di capacità per la definizione degli stati limite – Muratura non strutturale	115
5.3.1. Criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica	115
5.3.2. Criteri di verifica sugli spostamenti della struttura	116
5.3.3. Criteri di verifica di resistenza delle tamponature	117
5.4. Uso dei software di calcolo nella verifica sismica degli edifici in muratura	118
5.4.1. Valutazione dell'accettabilità dei risultati ottenuti con l'ausilio di codici di calcolo (§10.2 NTC)	119
5.4.2. Metodi di analisi lineare e non lineare (§7.8.1.5 NTC)	120
5.5. Influenza della componente verticale sulla sicurezza sismica delle strutture in muratura	121
5.5.1. Sintesi delle ricerche svolte e dei risultati ottenuti	121
5.5.2. L'attuale formulazione normativa	123
5.5.3. Considerazioni prenormative	124
5.5.4. Problemi aperti e futuri sviluppi relativamente all'effetto della componente verticale del moto	125
5.6. Ringraziamenti	125
5.7. Bibliografia	126
6. Geotecnica	129
6.1. Introduzione	129
6.2. Risposta sismica locale e liquefazione	131
6.2.1. Descrizione delle attività svolte	131

6.2.2. Fattori di amplificazione: proposta di aggiornamento NTC 2018	132
6.2.3. Fattori amplificativi di valle: una metodologia semplificata	136
6.3. Stabilità dei pendii	140
6.3.1. Descrizione delle attività svolte	140
6.3.2. Database di registrazione accelerometriche italiane	141
6.3.3. Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β	144
6.3.4. Relazioni semi-empiriche avanzate	149
6.4. Fondazioni	151
6.4.1. Descrizione delle attività svolte	151
6.4.2. Requisiti strutturali degli elementi di fondazione [§ 7.2.5 delle NTC]	151
6.4.3. Modellazione della struttura e dell'azione sismica [§ 7.2.6 delle NTC]	152
6.4.3.1. Modellazione della struttura	152
6.4.3.2. Modellazione dell'azione sismica	154
6.4.4. Fondazioni [§ 7.11.5 delle NTC 2018]	156
6.4.4.1. Regole generali di progettazione	156
6.4.4.2. Verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD) [§ 7.11.5.3 delle NTC 2018]	156
6.4.4.3. Fondazioni superficiali – Generalità [§ 7.11.5.3.1 delle NTC 2018]	157
6.4.4.4. Fondazioni superficiali – Verifiche allo SLV per carico limite e per scorrimento sul piano di posa [§ 7.11.5.3.1 delle NTC 2018]	158
6.4.4.5. Fondazioni superficiali – Verifiche allo stato limite ultimo (SLV) strutturale e allo stato limite di esercizio (SLD) [§ 7.11.5.3.1 delle NTC 2018]	159
6.4.4.6. Fondazioni su pali – Stato limite ultimo (SLV) per mobilitazione della resistenza del terreno [§ 7.11.5.3.2 delle NTC 2018]	161
6.4.4.7. Fondazioni su pali – Stato limite ultimo (SLV) strutturale – Stato limite di esercizio (SLD) [§ 7.11.5.3.2 delle NTC 2018]	165
6.5. Ringraziamenti	165
6.6. Bibliografia	166
7. Isolamento sismico e dissipazione di energia	169
7.1. Introduzione	169
7.2. Contributi normativi relativi al Task 15.1: isolatori e dispositivi dissipativi	172
7.2.1. Indicazioni riguardanti i dispositivi	172
7.2.2. Tipologie di dispositivi	173
7.2.3. Modellazione dei dispositivi	174
7.2.4. Dispositivi a comportamento viscoso	176
7.2.5. Procedure di accettazione e criteri di conformità	178
7.2.5.1. Dispositivi a comportamento non lineare	180
7.2.5.2. Dispositivi a comportamento viscoso	181
7.2.5.3. Isolatori elastomerici	182
7.2.5.4. Isolatori a scorrimento	184
7.2.6. Avanzamento tecnologico dei dispositivi antisismici	187
7.3. Contributi normativi relativi al Task 15.2: applicazione dell'isolamento e/o dissipazione agli edifici e ponti	188
7.3.1. Modellazione e analisi strutturale	188
7.3.2. Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento	189
7.3.3. Modellazione e verifiche del sistema di isolamento	189
7.3.4. Edifici e ponti con isolamento sismico alla base	191
7.3.5. Adeguamento di edifici per dissipazione supplementare di energia	192
7.4. Ringraziamenti	192
7.5. Bibliografia	193
8. Elementi non strutturali	198
8.1. Introduzione	198
8.2. Contributi normativi proposti	199
8.2.1. Valutazione della sicurezza e definizione delle azioni	199

8.2.2. Temi speciali: collegamenti della componentistica edilizia e industriale	201
8.2.3. Qualificazione e certificazione	203
8.3. Ringraziamenti	203
8.4. Bibliografia	203
9. Materiali strutturali innovativi per la sostenibilità delle costruzioni	205
9.1. Introduzione	205
9.2. Interventi con sistemi CRM (Composite Reinforced Mortar)	209
9.2.1. Prove per l'accertamento della durabilità ambientale	210
9.2.2. Prove di accettazione in cantiere	210
9.3. Interventi con sistemi FRCM	211
9.3.1. Prova di trazione in presenza di sovrapposizione	212
9.3.2. Prove per l'accertamento della durabilità ambientale	212
9.3.3. Giunti di sovrapposizione	213
9.4. Interventi con compositi HPFRC	215
9.4.1. Rinforzo di strutture in c.a.	215
9.4.1.1. Elementi soggetti a flessione	216
9.4.1.2. Elementi soggetti a presso-flessione	216
9.4.1.3. Elementi soggetti a taglio	217
9.4.2. Rinforzo di strutture in muratura	218
9.4.2.1. Rinforzo a taglio nel piano	219
9.4.2.1.1. Resistenza a taglio diagonale	219
9.4.2.1.2. Resistenza a taglio scorrimento	221
9.4.2.2. Rinforzo a presso-flessione nel piano	223
9.4.2.3. Rinforzo di pannelli murari fuori dal piano	223
9.5. Impiego di armature non metalliche (FRP) nelle strutture in c.a.	224
9.5.1. Il calcolo delle frecce di elementi inflessi in c.a. armati con barre in FRP	225
9.6. Impiego di materiali FRP come rinforzo esterno di strutture in c.a. e muratura	227
9.6.1. La verifica per distacco di estremità in elementi in c.a. rinforzati esternamente con materiali FRP	228
9.6.2. La verifica per distacco di estremità in elementi in muratura rinforzati esternamente con materiali FRP	230
9.7. Ringraziamenti	231
9.8. Bibliografia	232
Appendice	235

Prefazione

Il Consorzio interuniversitario ReLUIIS è da oltre vent'anni un punto di riferimento nel campo dell'ingegneria strutturale a livello nazionale e internazionale. Fondato nell'aprile del 2003 dall'Università degli Studi della Basilicata, dall'Università degli Studi di Napoli Federico II e dall'Università degli Studi di Pavia, con l'obiettivo iniziale di coordinare le attività dei laboratori universitari di ingegneria sismica, nel 2020 ha ampliato la sua missione, includendo le problematiche dell'ingegneria strutturale e modificando il suo nome in "Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica e strutturale".

Dalla sua fondazione, il Consorzio ha svolto un ruolo di primo piano come Centro di Competenza del Dipartimento della Protezione Civile (DPC) presso la Presidenza del Consiglio dei Ministri. Oggi coinvolge nelle sue attività oltre cinquanta dipartimenti universitari, centri e istituti di ricerca e una comunità scientifica di più di 800 professori e ricercatori.

Attraverso numerosi accordi stipulati con il DPC, ReLUIIS ha sviluppato vari progetti esecutivi in linea con l'art. 15 della L. n. 241/1990 e l'art. 4 del D.Lgs. n. 1/2018. A partire dal 2005, sono stati realizzati cinque progetti esecutivi DPC-ReLUIIS, con i seguenti obiettivi principali:

- il Progetto Esecutivo DPC-ReLUIIS 2005-2008, che ha avuto come principale obiettivo "lo sviluppo della conoscenza, delle metodologie e delle tecnologie utili alla realizzazione di sistemi di monitoraggio e sorveglianza nazionali" e ha visto la partecipazione di 143 Unità di Ricerca (UR);
- il Progetto Esecutivo DPC-ReLUIIS 2010-2013, dedicato alla definizione, organizzazione e attuazione di un progetto di sviluppo delle conoscenze, integrato a livello nazionale, nel settore dell'ingegneria sismica e della mitigazione del rischio sismico, con la partecipazione di 174 UR;
- il Progetto Esecutivo DPC-ReLUIIS 2014-2018, finalizzato al "Supporto alle attività di gestione tecnica dell'emergenza e connesse ai programmi di prevenzione sismica, per lo sviluppo della conoscenza e l'assistenza alla redazione di norme tecniche, per la collaborazione alle attività di formazione, comunicazione e divulgazione", con la partecipazione media annuale di 220 UR;
- il Progetto Esecutivo DPC-ReLUIIS 2019-2021, che ha previsto attività di ricerca nel settore dell'ingegneria sismica finalizzate allo sviluppo di documenti prenormativi, all'assistenza alla redazione di norme tecniche, allo sviluppo di attività connesse a programmi di prevenzione sismica e alla collaborazione al-

- le attività di formazione, comunicazione e divulgazione sui temi della vulnerabilità, esposizione e rischio sismico, con la partecipazione di 263 UR;
- il Progetto Esecutivo DPC-ReLUIIS 2022-2024, come diretta continuazione del precedente Progetto DPC-ReLUIIS 2019-2021, mantenendone quindi finalità e obiettivi, con la partecipazione di 262 UR.

Fin dal primo progetto, i risultati delle ricerche condotte da ReLUIIS hanno avuto un impatto significativo sullo sviluppo delle conoscenze nel campo dell'ingegneria strutturale, in particolar modo in quello dedicato alla mitigazione del rischio sismico, con conseguenti importanti ricadute sul piano normativo nazionale e internazionale nel campo dell'ingegneria strutturale e contribuendo così a una maggiore sicurezza e resilienza delle strutture.

A partire dal Progetto Esecutivo DPC-ReLUIIS 2019-2021, nel contesto di una più ampia riorganizzazione delle attività da sviluppare, che ha incluso una nuova articolazione delle stesse in Work Package e Task, l'approccio metodologico è stato ulteriormente perfezionato, assegnando una chiara valenza ai contributi normativi, come evidenziato nel titolo stesso del progetto. Questo ha consentito di gettare solide basi per lo sviluppo di documenti prenormativi, fornire supporto nella redazione delle norme tecniche e contribuire in modo significativo a programmi di prevenzione sismica a livello nazionale. Tale impostazione è stata consolidata nel successivo Progetto Esecutivo DPC-ReLUIIS 2022-2024, che ha rappresentato una naturale prosecuzione del percorso avviato, garantendo continuità e coerenza negli obiettivi e nei risultati.

Nello specifico, nell'ambito della macro tematica progettuale dedicata ai “Contributi Normativi” sono stati previsti nove Work Package (WP) e precisamente:

- WP10: Costruzioni in muratura
- WP11: Costruzioni in cemento armato
- WP12: Costruzioni in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo
- WP13: Costruzioni in legno
- WP14: Materiali strutturali innovativi
- WP15: Isolamento e dissipazione
- WP16: Geotecnica
- WP17: Componenti non strutturali
- WP18: Azione sismica

I primi quattro di questi WP si concentrano su quella che, nel contesto normativo, è comunemente definita la “parte dipendente dal materiale”, ossia gli aspetti specifici legati ai materiali strutturali tradizionali. Gli altri cinque WP affrontano questioni più ampie e trasversali, tra cui la caratterizzazione dell'azione sismica, gli aspetti geotecnici, l'isolamento sismico e la sicurezza dei componenti

non strutturali. Inoltre, viene esplorato l'impiego di materiali innovativi, con l'obiettivo di integrare nuove tecnologie e soluzioni ingegneristiche all'interno delle normative esistenti per la sostenibilità delle costruzioni.

È opportuno a questo punto evidenziare come la nuova impostazione data al Progetto Esecutivo DPC-ReLUIIS 2019-2021, con particolare riferimento ai contributi normativi, fosse strettamente legata alle esigenze emergenti nel contesto normativo italiano ed europeo di quel periodo. In Italia, infatti, era stata appena pubblicata la nuova versione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), rendendo fondamentale avviare studi e ricerche volti a valutarne l'efficacia e la coerenza operativa. A livello europeo, nello stesso periodo, era entrato nel vivo il processo di aggiornamento degli Eurocodici, offrendo così l'opportunità di incidere significativamente su questo percorso attraverso i risultati delle ricerche condotte nell'ambito degli accordi DPC-ReLUIIS. Tali esigenze hanno continuato a essere valide negli anni successivi, al punto da confermare l'impostazione del progetto successivo DPC-ReLUIIS 2022-2024, e sono tuttora attuali, considerato che la norma italiana non è ancora stata aggiornata e, al contempo, il processo di revisione degli Eurocodici, sebbene in fase di ultimazione, non si è ancora concluso completamente.

L'attualità e la rilevanza del tema hanno rappresentato la principale motivazione alla base della preparazione di questo volume, che ha l'obiettivo di raccogliere e sintetizzare i risultati più significativi raggiunti nell'ambito dei due Progetti Esecutivi. In particolare, il volume mette in evidenza i contributi provenienti dai nove Work Package dedicati al miglioramento delle normative tecniche.

A ciascuno dei nove Work Package (WP) è dedicato uno dei nove capitoli del volume, che sono organizzati però secondo una logica che si discosta dalla semplice numerazione progressiva dei WP e segue invece una struttura più affine a quella dei capitoli normativi delle NTC 2018 e degli Eurocodici. Il volume si apre infatti con il capitolo dedicato all'analisi dell'azione sismica, tema centrale e trasversale per la progettazione antisismica. A questo seguono i capitoli che affrontano i diversi materiali da costruzione, nell'ordine: cemento armato, acciaio, strutture composte acciaio-calcestruzzo, legno e muratura. La trattazione prosegue poi con i capitoli che esplorano tematiche di carattere più trasversale, quali la geotecnica, l'isolamento sismico e i componenti non strutturali. Infine, l'ultimo capitolo è dedicato all'uso di materiali innovativi, con particolare attenzione alla sostenibilità nel settore delle costruzioni, riflettendo così l'esigenza di integrare nuove tecnologie e soluzioni tradizionali per il futuro dell'edilizia.

I capitoli, ciascuno curato dai rispettivi coordinatori del corrispondente WP, sono strutturati secondo uno schema uniforme che prevede una breve intro-

duzione nella quale viene sinteticamente esposto l'obiettivo principale del WP, le tematiche trattate (Task) e vengono quindi elencate le Unità di Ricerca (UR) coinvolte, con i relativi responsabili. Per garantire una maggiore chiarezza e sintesi, in queste introduzioni si è fatto esplicito riferimento al solo Progetto DPC-ReLUIS 2022-2024, sebbene, come già evidenziato in precedenza, i risultati illustrati nei paragrafi che seguono quello introduttivo comprendano anche quelli ottenuti durante il precedente Progetto DPC-ReLUIS 2019-2021. Questa continuità tra i due progetti ha permesso di fornire una visione completa dei contributi normativi sviluppati in un arco temporale più ampio, riflettendo l'evoluzione della ricerca nel settore.

Il volume si rivolge non solo ai ricercatori e ai professionisti del settore, ma ha soprattutto l'obiettivo di rendere accessibili questi risultati a coloro che saranno coinvolti nell'aggiornamento delle normative nazionali e internazionali. Questi aggiornamenti rappresentano un passaggio cruciale verso l'innovazione e l'adattamento alle nuove esigenze che il settore dell'ingegneria strutturale impone. L'auspicio è che i contributi normativi sviluppati nell'ambito dei progetti DPC-ReLUIS possano non solo migliorare in modo significativo la normativa esistente, ma anche promuovere una maggiore armonizzazione tra i diversi documenti normativi a livello internazionale. In tal modo, si getterebbero le basi per una normativa più moderna, avanzata e coerente, in grado di rispondere alle sfide future con maggiore efficacia.

Raffaele Landolfo, Maria Antonietta Aiello e Mauro Dolce

NdC. Il volume raccoglie i contributi normativi sviluppati nei singoli WP dando priorità, per ragioni di sintesi, a quelli più facilmente implementabili nell'aggiornamento delle normative vigenti. Tuttavia, per la maggior parte dei capitoli, gli Autori hanno ritenuto opportuno offrire una visione più completa del lavoro svolto, rimandando ad ulteriori prodotti della ricerca. L'elenco di questi documenti, organizzato per capitoli, è riportato in Appendice, insieme al link per il loro download.

I curatori desiderano infine esprimere un sentito ringraziamento all'ing. Vincenzo Romanazzi per il prezioso contributo offerto nella cura dell'impaginazione e dell'armonizzazione formale del volume.

1

Azione Sismica

Roberto Paolucci

1.1 INTRODUZIONE

1.1.1 Attività di ricerca del WP18

Le attività del WP18 nel biennio 2022-23 hanno visto la partecipazione delle Unità di Ricerca riportate in Tabella 1.1.

Tabella 1.1: Unità di Ricerca coinvolte nel WP18, nel biennio 2022-23.

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
POLIMI	Roberto Paolucci (coordinatore)	Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
UNINA	Georgios Baltzopoulos	Università di Napoli “Federico II”, Dipartimento di Strutture per l’Ingegneria e l’Architettura
INGV-MI	Sara Sgobba	Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, sede di Milano
UNIPV	Carlo Lai	Università di Pavia, Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura
UNISI	Dario Albarello	Università di Siena, Dipartimento di Scienze Fisiche, della Terra e dell’Ambiente

Tali attività sono state sviluppate in continuità con quelle del triennio 2019-2021, e sono state guidate, in buona parte del loro percorso in termini di contributi normativi, dal contemporaneo sviluppo normativo europeo che ha portato alla stesura della nuova parte dell'Eurocodice 8 relativa ai criteri generali e all'azione sismica [1], [2]. In particolare, nel biennio 2022-23, le attività del WP18 sono state articolate nei seguenti Task, per la descrizione dei quali ci si limita qui a una sintetica introduzione, rimandando per approfondimenti alla rendicontazione scientifica dettagliata.

Task 18.1 Fattori di comportamento “risk-targeted” (Resp. UNINA)

L'attività di questo Task si è proposta di esplorare la possibilità di pervenire all'introduzione di fattori di comportamento, variabili in funzione delle tipologie strutturali e della sismicità dell'area, che possano essere associati a specifiche probabilità di superamento dei diversi limiti prestazionali, in modo da rendere per quanto possibile uniforme il rischio associato alla definizione dell'azione sismica. Le attività di questo sono descritte diffusamente in [3].

Task 18.2 Parametri correttivi near-source sulle azioni sismiche di progetto (Resp. INGV-MI)

Nel corso delle attività del WP18, a partire dal triennio 2019-21, si è giunti alla creazione di due dataset sismici near-source, NESS2.0 [4] e BB-SPEEDset [5], rispettivamente da registrazioni accelerometriche e da simulazioni numeriche 3D fisicamente basate. A valle di una ulteriore attività di aggiornamento ed integrazione di questi datasets, questo Task ha conseguito i seguenti obiettivi: (i) ha introdotto fattori correttivi per i modelli empirici di previsione del moto sismico [4]; (ii) ha eseguito verifiche sulla entità degli effetti dei modelli corretti sugli spettri a pericolosità uniforme per alcune località italiane; (iii) ha realizzato un software per la selezione di accelerogrammi da simulazioni numeriche fisicamente basate [6], nell'ambito di attività svolte in collaborazione con il WP4 del progetto RELUIS, con lo scopo di integrare la disponibilità di registrazioni accelerometriche, nel momento in cui non siano sufficienti a coprire i valori di magnitudo e distanza compatibili con la pericolosità sismica in condizioni near-source. Le attività di questo Task sono descritte diffusamente in [7].

Task 18.3 Azione sismica verticale (resp. UNIPV)

L'attività di questo si è concentrata sull'input sismico in direzione verticale con l'obiettivo, sfruttando le basi di dati sviluppate nel Task 18.2, di mettere in evidenza da una parte l'ampiezza del rapporto (V/H) tra componente verticale e orizzontale, in funzione della magnitudo e della distanza, dall'altra le condizioni per le quali le componenti orizzontali e verticali del moto sismico possano essere considerate agenti in sincronia. Nell'ambito del WP18 sono stati quindi ottenuti i seguenti risultati: (a) una proposta di definizione dello spettro elastico per la componente verticale ottenuto come prodotto dello spettro orizzontale moltiplicato per una funzione correttiva, dipendente dal periodo, dalle condizioni di sito e dalla PGA; (b) una condizione di "sincronia" tra componente orizzontale e verticale, dipendente dal periodo di vibrazione e dalla distanza, da applicare sia in condizioni di campo vicino che di campo lontano. Le attività di questo Task sono descritte diffusamente in [8].

Task 18.4 Fattori di sito nelle norme e nella Microzonazione sismica (resp. UNISI)

Questo Task ha preso spunto dalle attività già svolte nel triennio 2019-21 del WP18, finalizzate al supporto e alla verifica della formulazione delle categorie di sito, dei rispettivi criteri di identificazione e dei fattori di amplificazione spettrali corrispondenti [9], che sono stati introdotti nel nuovo Eurocodice 8 [1]. Parte delle attività sono anche state centrate alla verifica di consistenza tra i risultati EC8 e quelli presenti nelle NTC 2018 [10]. Nel biennio 2022-23, queste attività sono state indirizzate alla verifica di compatibilità tra i fattori amplificativi delle NTC 2018 [10] e quelli derivati agli studi di microzonazione sismica (MZS) di 3° livello [11], [12]. Avendo scopi diversi, i fattori amplificativi di norma e di MZS hanno infatti definizioni diverse che però portano frequentemente a fraintendimenti nella presentazione e interpretazione dei rispettivi risultati. Partendo da un insieme abbastanza ampio di località per le quali siano disponibili i risultati di studi di MZS di 3° livello, sono stati confrontati i corrispondenti fattori di amplificazione con l'obiettivo di una presentazione coerente dei risultati. Le attività di questo Task sono descritte diffusamente in [13].

Task 18.5 Terremoto di progetto (Resp. POLIMI)

Questo Task si è impegnato a pervenire a una definizione semplificata dei valori convenzionali di magnitudo/distanza da associare a uno spettro elastico di progetto, con diverse ricadute applicative tra le quali quella dell'input per verifiche di instabilità di pendii e verifiche di liquefazione, o delle coppie magnitudo e distanza da considerare

per la selezione di accelerogrammi per analisi strutturali o di risposta sismica locale, seguendo criteri semplificati rispetto al classico approccio di disaggregazione della pericolosità sismica.

Oltre a una proposta per associare a uno spettro a pericolosità uniforme una coppia di valori (M,R), da utilizzare per la selezione di accelerogrammi compatibili con lo spettro in un ampio intervallo di periodi, le attività del Task si sono concentrate sui criteri di scelta della magnitudo del terremoto per le verifiche di liquefazione, facendo anche riferimento ai criteri semplificati presenti in [1]. Le attività di questo Task sono descritte diffusamente in [14].

1.1.2 Struttura e obiettivi del capitolo

Nei paragrafi successivi saranno riportati, tra i diversi contributi scientifici portati dal WP18, quelli relativi all'azione sismica che sono arrivati a poter essere espressi in un formato compatibile con quello normativo. Parte di questi contributi, ottenuti anche facendo riferimento a studi che hanno avuto inizio prima del biennio 2022-23, sono stati adottati nella Parte 1-1 del nuovo Eurocodice 8 [1] e possono essere di riferimento anche per lo sviluppo della normativa italiana.

Si affronteranno in particolare le seguenti tematiche: (1) la categorizzazione dei siti e i fattori di amplificazione sismica, sviluppati secondo il formato dell'azione sismica definito in [1], ma che presentano alcuni aspetti innovativi che possono essere potenzialmente considerati anche nelle future Norme Tecniche per le Costruzioni; (2) gli spettri di progetto verticali, per i quali viene inizialmente presentata la formulazione della Parte 1-1 del nuovo Eurocodice 8 [1] e successivamente la formulazione proposta in WP18 nel quadro delle NTC 2018, che tiene anche conto esplicitamente delle condizioni di sito; (3) formule aggiornate dei valori di picco del moto sismico, già adottate in [1], ma elaborate nell'ambito delle attività del WP18, in annualità precedenti; (4) due forme di definizione convenzionale del terremoto da associare a uno spettro di elastico di progetto: la prima in termini della sola Magnitudo, adottata nella Parte 1-1 del nuovo Eurocodice 8 [1], ma successivamente elaborata nel WP18, la seconda in termini di Magnitudo e distanza, con risultati presentati specificamente per il territorio italiano, partendo dal modello di pericolosità sismica MPS04, ma facilmente estendibili anche ad altri modelli.

1.2 CATEGORIZZAZIONE DEI SITI E FATTORI DI AMPLIFICAZIONE NELLA PARTE 1-1 DEL NUOVO EUROCODICE 8.

Nell'ambito del WP18 sono stati svolti studi a supporto del lavoro pre-normativo nella parte 1-1 del nuovo Eurocodice 8 [1], che ha visto per la sua stesura il contributo diretto di ricercatori che hanno operato nel WP18 e nel WP16. Mentre nel WP16 sono state proposte soluzioni aggiornate di categorizzazioni di sito e dei relativi fattori di amplificazione, incardinate sulle NTC 2018 [10] (si veda il paragrafo 6.2.2 di questo volume), nel WP18 si è posta particolare attenzione alla verifica della nuova proposta europea [9], che presenta diversi aspetti innovativi, come in particolare la variazione continua dei fattori di amplificazione (senza i “salti” imposti dalla categorizzazione) e la possibilità di usare per la categorizzazione del sito la “frequenza fondamentale del terreno” (f_0), ottenuta per esempio da analisi di microtremori in sito.

In prEN1998-1-1 la categorizzazione dei siti è basata sui parametri H_{800} e $V_{s,H}$ (Tabella 1.2), dove H_{800} è la profondità del bedrock sismico di riferimento, identificato da V_s superiore a 800 m/s, mentre $V_{s,H} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}}$, dove h_i e v_i sono lo spessore e la velocità delle onde S dello strato i -esimo, rispetto agli N strati considerati dalla superficie alla profondità H ($H = 30$ m se $H_{800} \geq 30$ m e $H = H_{800}$ se $H_{800} < 30$ m).

Tabella 1.2: Categorizzazione dei siti secondo la Parte 1-1 del nuovo EC8 [1].

	Classe di terreno	Rigido	Mediamente rigido	Soffice
Classe di profondità	$V_{s,H}$ H_{800}	$400 \text{ m/s} \leq V_{s,H} < 800 \text{ m/s}$	$250 \text{ m/s} \leq V_{s,H} < 400 \text{ m/s}$	$150 \text{ m/s} \leq V_{s,H} < 250 \text{ m/s}$
Molto superficiale	$H_{800} \leq 5 \text{ m}$	A	A	E
Superficiale	$5 \text{ m} < H_{800} \leq 30 \text{ m}$	B	E	E
Intermedia	$30 \text{ m} < H_{800} \leq 100 \text{ m}$	B	C	D
Profonda	$H_{800} > 100 \text{ m}$	B	F	F

Rispetto a NTC 2018 [10], la categorizzazione dei siti in Tabella 1.2 ha le caratteristiche seguenti:

- 1) Riprende la definizione di $V_{s,eq}$ di NTC 2018 [10];
- 2) Definisce classi di terreno su intervalli di velocità “arrotondati” rispetto a NTC 2018 [10];
- 3) Richiede la definizione esplicita della classe di profondità;
- 4) Introduce la classe F di siti profondi.

Nell’annesso normativo B alla Parte 1-1 del nuovo Eurocodice 8 [1] (*Alternative identification of site categories*) sono riportati criteri semplificati per la categorizzazione dei siti in presenza di informazione incompleta sui parametri H_{800} e $V_{s,H}$, tipicamente nel caso di (i) mancanza di informazioni quantitative su tali parametri; (ii) mancanza di misure dirette di V_s , oppure disponibili soltanto fino a una profondità limitata; (iii) mancanza di informazioni quantitative sulla profondità del bedrock. In quest’ultimo caso, viene data la possibilità di adottare una classificazione alternativa dei siti, basata sull’uso combinato di $V_{s,H}$ e della frequenza f_0 del sito, dedotta da indagine basate su microtremori (Tabella 1.3).

Un secondo aspetto di modifica del nuovo EC8 rispetto a NTC 2018 [10] sta nella definizione dei fattori amplificativi di sito. Questi si riferiscono ai cosiddetti fattori F_α e F_β , corrispondenti rispettivamente all’amplificazione delle ordinate spettrali $S_{\alpha,RP}$ (ordinata del plateau spettrale a corto periodo, per il periodo di ritorno RP) e $S_{\beta,RP}$ (ordinata al periodo $T=1s$), che in [1] sono i due parametri per la definizione della forma regolarizzata dello spettro elastico di progetto. In genere valgono le seguenti relazioni tra i parametri di amplificazione della Parte 1-1 del nuovo EC8 e di NTC 2018 [10]: $F_\alpha = S$ e $F_\beta = SC_C$.

Tabella 1.3: Categorizzazione dei siti basata su $V_{s,H}$ e f_0 .

Combinazione di f_0 (Hz) e $V_{s,H}$ (m/s)	Categoria di sito
$f_0 > 10$ e $V_{s,H} \geq 250$	A
$f_0 < 10$ e $400 \leq V_{s,H} < 800$	B
$V_{s,H}/250 < f_0 < V_{s,H}/120$ e $250 \leq V_{s,H} < 400$	C
$V_{s,H}/250 < f_0 < V_{s,H}/120$ e $150 \leq V_{s,H} < 250$	D
$V_{s,H}/120 < f_0 < 10$ e $150 \leq V_{s,H} < 400$ oppure $f_0 > 10$ e $150 \leq V_{s,H} < 250$	E
$f_0 < V_{s,H}/250$ e $150 \leq V_{s,H} < 400$	F

Esaminando la Tabella 1.4 si possono fare le seguenti considerazioni relativamente alle modifiche tra nuovo EC8 e NTC 2018 [10]:

- 1) Il nuovo EC8 [1] introduce una variabilità continua dei fattori amplificativi (Figura 1.1), permettendo così di evitare il brusco salto dei valori di azione sismica di progetto nel passare da una categoria all'altra;
- 2) Soltanto nel caso in cui la definizione della categoria di sito sia fatta sulla base di soli criteri qualitativi, la definizione dei fattori amplificativi è fatta sulla base di valori di default;
- 3) La non linearità di comportamento è introdotta mediante i valori r_α e r_β , che dipendono dai parametri S_α e S_β , dello spettro elastico di progetto;
- 4) I valori di default costituiscono un limite superiore dei fattori con variabilità continua, ad indicare un criterio di prudenza rispetto a una categorizzazione di sito non basata su misure quantitative.

I criteri che hanno portato alla definizione di tali fattori di amplificazione sono ampiamente illustrati e discussi nell'articolo di Paolucci et al. [9], frutto della collaborazione di ricercatori che hanno lavorato nel WP18 e nel WP16 di RELUIS. Viene in particolare messo in evidenza come i fattori di amplificazione in [1] siano basati sui modelli empirici di predizione del moto sismico, e come tale scelta risulti importante per garantire la consistenza probabilistica tra gli spettri definiti su sito di riferimento (A) e gli spettri definiti per altre categorie di sito.

Tabella 1.4: Fattori di amplificazione di sito nella Parte 1-1 del nuovo EC8 [1].

Categoria di sito	F_α		F_β	
	H_{800} e $V_{s,H}$ disponibili	Valore di default	H_{800} e $V_{s,H}$ disponibili	Valore di default
<i>A</i>	1,0	1,0	1,0	1,0
<i>B</i>	$\left(\frac{V_{s,H}}{800}\right)^{-0,40r_\alpha}$	$1,3 * (1 - 0,1 * S_{\alpha,RP}/g)$	$\left(\frac{V_{s,H}}{800}\right)^{-0,70r_\beta}$	$1,6 * (1 - 0,2 * S_{\beta,RP}/g)$
<i>C</i>		$1,6 * (1 - 0,2 * S_{\alpha,RP}/g)$		$2,3 * (1 - 0,3 * S_{\beta,RP}/g)$

Categoria di sito	F_α		F_β	
D		$1,8 * (1 - 0,3 * S_{\alpha,RP}/g)$		$3,2 * (1 - S_{\beta,RP}/g)$
E	$\left(\frac{V_{s,H}}{800}\right)^{-0,40} r_\alpha \frac{H}{30} \left(4 - \frac{H}{10}\right)$	$2,2 * (1 - 0,5 * S_{\alpha,RP}/g)$	$\left(\frac{V_{s,H}}{800}\right)^{-0,70} r_\beta \frac{H}{30}$	$3,2 * (1 - S_{\beta,RP}/g)$
F	$0,90 \cdot \left(\frac{V_{s,H}}{800}\right)^{-0,40} r_\alpha$	$1,7 * (1 - 0,3 * S_{\alpha,RP}/g)$	$1,25 \cdot \left(\frac{V_{s,H}}{800}\right)^{-0,70} r_\beta$	$4,0 * (1 - S_{\beta,RP}/g)$
<i>fattori correttivi per non linearità: $r_\alpha = 1 - \frac{S_{\alpha,RP}/g}{V_{s,H}/150}$; $r_\beta = 1 - \frac{S_{\beta,RP}/g}{V_{s,H}/150}$</i>				

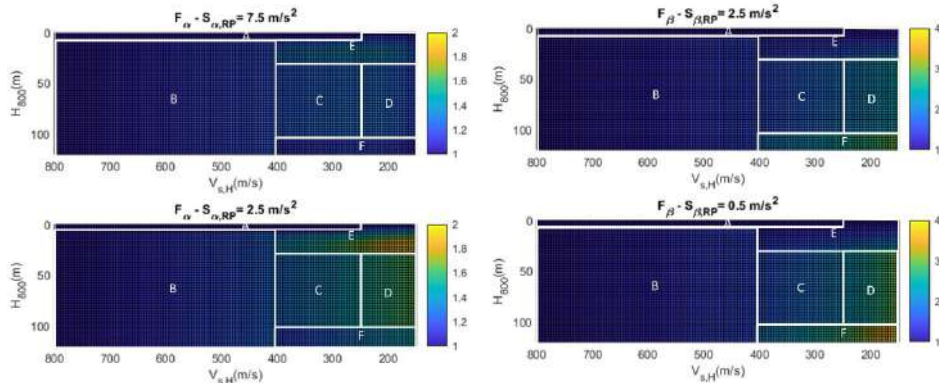


Figura 1.1: Fattori di amplificazione F_α (sinistra) e F_β (destra) secondo la Parte 1-1 del nuovo EC8 [1], per un sito a sismicità elevata (sopra, $S_{\alpha,RP}=7,5 \text{ m/s}^2$, $S_{\beta,RP}=2,5 \text{ m/s}^2$) e a bassa sismicità (sotto, $S_{\alpha,RP}=2,5 \text{ m/s}^2$, $S_{\beta,RP}=0,5 \text{ m/s}^2$), in funzione di $V_{s,H}$ e di H_{800} .

1.3 SPETTRI ELASTICI DI PROGETTO VERTICALI

1.3.1 Lo spettro elastico verticale secondo il nuovo EC8

Nella § 5.2.2.3 della Parte 1-1 del nuovo EC8 [1] è stato introdotto uno spettro elastico di progetto per la componente verticale basato sulla definizione di fattori di conversione tra componente V e H (indicato con f_{vh} , con valori diversi nel breve e medio periodo) variabili con il periodo e con l'intensità del moto sismico. I parametri nelle formule da (5.18) a (5.23) in [1] sono stati impostati per avvicinarsi

empiricamente ai risultati più recenti derivanti dall'elaborazione di registrazioni accelerometriche.

Ciò è illustrato nella Figura 1.2, in riferimento alle condizioni di roccia affiorante, dove il confronto è mostrato con i risultati pubblicati in [15], dove sono sviluppate equazioni di previsione per il rapporto V/H in funzione di Magnitudo, distanza, $V_{s,30}$. Sul lato sinistro è considerato $R=5$ km, che può essere approssimativamente correlato ad un sito ad alta sismicità, mentre, sul lato destro, è considerato $R=30$ km, approssimativamente correlato ad un sito a bassa sismicità. Si mette quindi in evidenza che, mentre i rapporti V/H basati sugli spettri dell'EC8 vigente [16] tendono a sottostimare i rapporti V/H soprattutto per lunghi periodi, il nuovo EC8 [1] si avvicina ragionevolmente ai risultati disponibili.

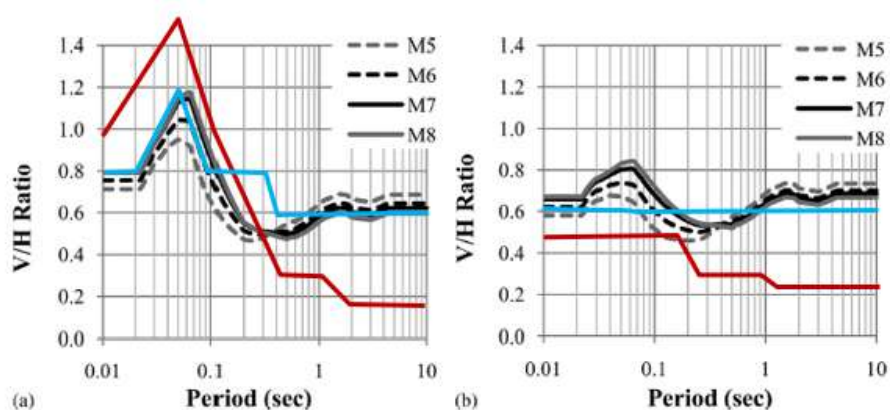


Figura 1.2: Rapporti V/H per sito roccioso secondo l'EC8 vigente (linea porpora), secondo la Parte 1-1 del nuovo EC8 [1] (linea azzurra) e secondo studi di letteratura [15]. A sinistra per un sito ad alta sismicità, a destra per bassa sismicità.

1.3.2 Lo spettro elastico verticale secondo la proposta WP18-RELUIS

Questo paragrafo presenta una proposta per l'aggiornamento degli spettri di progetto per la componente verticale dell'azione sismica, con riferimento alle NTC 2018 [10]. L'approccio si basa sulla definizione di un fattore spettrale correttivo $VH(T)$ per ottenere lo spettro di progetto elastico verticale a partire dallo spettro elastico di progetto orizzontale, come segue:

$$SA_v^d(T) = SA_h^d(T) \cdot \overline{VH}(T) \quad (1.1)$$

dove

$SA_v^d(T)$ è lo spettro di progetto verticale;

$SA_h^d(T)$ è lo spettro di progetto orizzontale secondo NTC 2018 [10];

$\overline{VH}(T)$ è il rapporto tra spettro di progetto verticale e orizzontale, espresso dall'Eq. (1.2) e mostrato in Figura 1.3:

$$\overline{VH}(T) = \begin{cases} VH_0 & T \leq T_A \\ VH_0 + \left(\frac{F_v - 1}{T_{Bv} - T_A} \right) \cdot VH_0 \cdot (T - T_A) & T_A < T \leq T_{Bv} \\ F_v \cdot VH_0 - \left(\frac{F_v \cdot VH_0 - VH_{\min}}{T_{Cv} - T_{Bv}} \right) (T - T_{Bv}) & T_{Bv} < T \leq T_{Cv} \\ VH_{\min} & T \geq T_{Cv} \end{cases} \quad (1.2)$$

dove

$T_A = 0$ s è il periodo associato al valore dell'accelerazione massima;

$T_{Bv} = 0,05$ s è il periodo corrispondente al valore di picco del rapporto VH ;

$T_{Cv} = \max(0,3s; T_C)$ è il periodo da cui inizia il tratto costante del rapporto VH ;

$VH_0 = 0,6 + 0,65 \cdot a_g$ è il valore di VH a corto periodo, in funzione del valore di progetto a_g (in unità di g) dell'accelerazione di picco su sito roccioso di riferimento per il periodo di ritorno considerato;

F_v è il massimo fattore di amplificazione di VH rispetto a VH_0 , in funzione della categoria di sito, dato in Tabella 1.5;

VH_{\min} è il minimo valore di VH per periodi superiori a T_{Cv} , in funzione della categoria di sito, in Figura 1.3.

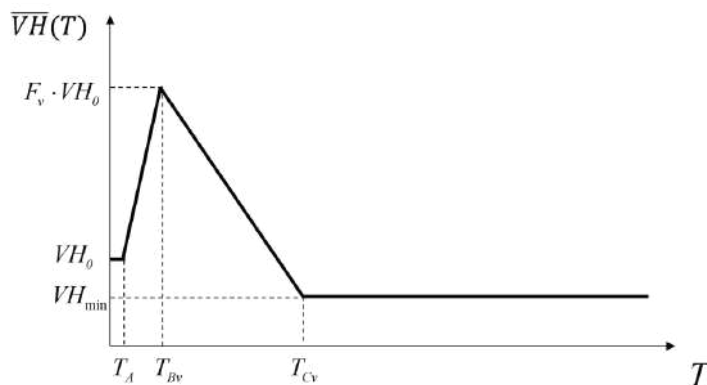


Figura 1.3: Forma funzionale del rapporto VH , secondo la proposta WP18-RELUIS.

Tabella 1.5: Valori del parametro F_v in funzione della categoria di sito NTC 2018 [10].

Categoria di sito	F_v	VH_{min}
A	1,30	0,70
B	1,40	0,60
C	1,60	0,40
D-E	1,75	0,40

Nella Figura 1.4 si nota come gli spettri elastici verticali secondo la Parte 1-1 del nuovo EC8 [1] e secondo la proposta WP18-RELUIS siano in buon accordo, con la tendenza di quest'ultima a fornire valori più alti a corto periodo e più bassi a lungo periodo per categoria di terreno soffice. Lo spettro verticale NTC 2018 [10] risulta invece abbondantemente inferiore in tutti i casi considerati.

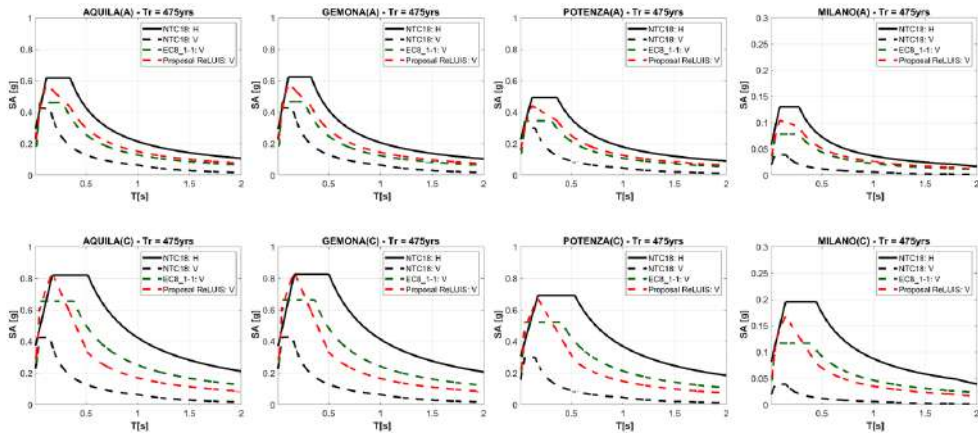


Figura 1.4: Confronti tra lo spettro elastico orizzontale in quattro siti italiani (L'Aquila, Gemona, Potenza, Milano), per categoria di sito A (in alto) e C (in basso), e gli spettri elastici verticali secondo NTC 2018 [10] (tratteggio nero), secondo il nuovo EC8 [1] (tratteggio verde) e secondo la proposta WP18-RELUIS (tratteggio rosso).

1.4 PARAMETRI DI PICCO DEL MOTO SISMICO

1.4.1 PGV (NTC 2018, Eq. [3.2.12])

Elaborando un set di dati di registrazioni di forti movimenti di rilevanza ingegneristica (terremoti con Mw nell'intervallo da circa 5 a 7 e distanza epicentrale entro 30 km) è stata sviluppata nell'ambito di annualità precedenti del WP18 la seguente formula per il calcolo della velocità di picco del moto sismico (Peak Ground Velocity, PGV), in funzione di $S_\alpha = S_\alpha(0,2s)$ e di $S_\beta = S_\alpha(1s)$ [17]:

$$PGV = 0,06(S_\alpha S_\beta)^{0,55} \quad (1.3)$$

Nella Eq. (1.3) i valori di PGV sono in (m/s) e quelli di S_α e di S_β in m/s^2 . Questa equazione è ora presente come Eq. (5.25) nella Parte 1-1 del nuovo EC8 [1] e sostituisce la precedente formula per il calcolo della velocità di picco (v. NTC 2018 [10], Eq. [3.2.12]) che, come mostrato in Figura 1.5, produce stime distorte, sovrastimando i valori bassi di PGV osservati, e sottostimando quelli alti.

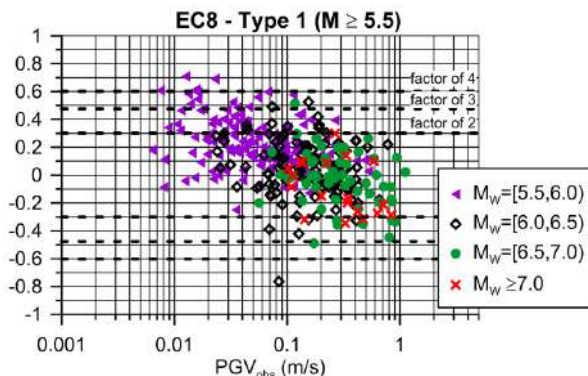


Figura 1.5: Residuo $\varepsilon = \log_{10}(PGV_{NTC}/PGV_{obs})$ nella valutazione di PGV secondo la formula [3.2.12] di NTC 2018 [10], rispetto alle registrazioni. Da Paolucci e Smerzini [17].

Come si può riscontrare dalla Figura 1.6, la Eq. (1.3) consente di migliorare significativamente l'accuratezza e di limitare notevolmente la distorsione rispetto ai dati osservati.

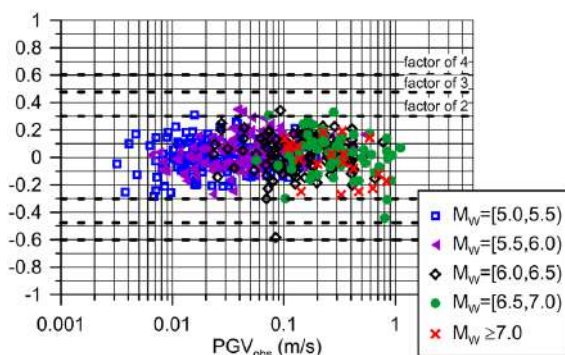


Figura 1.6: Residuo $\varepsilon = \log_{10}(PGV_{EC8}/PGV_{obs})$ nella valutazione di PGV secondo la Eq. (1.3), adottata come Eq. (5.25) nella Parte 1-1 del nuovo EC8 [1]. Da Paolucci e Smerzini [17].

1.4.2 PGD e TD (NTC 2018, Eq. 3.2.7)

La Eq. [3.2.7] delle NTC 2018 [10] esprime un legame tra T_D e a_g nella forma $T_D=1,6+4a_g/g$. Trattandosi di parametri del moto sismico rispettivamente di lungo (T_D)

e di corto periodo (a_g), e quindi naturalmente poco correlati nel moto sismico, è opportuno rivalutare l'accuratezza di tale equazione, in quanto può portare a sottostime importanti dei valori di spostamento di picco (Peak Ground Displacement, PGD) e in generale delle ordinate dello spettro di risposta a lungo periodo.

Sulla base dei risultati pubblicati in [17], nella Parte 1-1 del nuovo EC8 [1] il PGD è stato approssimato come:

$$PGD \cong S_d(T_D) = 0.025 \cdot S_\beta \cdot T_D(S_\beta) \quad (1.4)$$

dove PGD è in m, $S_\beta = Sa(1s)$ in m/s^2 , $S_d(T_D)$ è lo spostamento spettrale a T_D . Questi valori, validi per sito roccioso, sono da modificare per tenere conto di fattori di amplificazione locale di lungo periodo, secondo la Eq. (5.26) in [1].

La derivazione di un'opportuna espressione di $T_D(S_\beta)$ nell'Eq. (1.4) è stata ricavata a partire dai risultati ottenuti per l'Italia da Faccioli e Villani [18], di seguito indicato come FV09, che hanno eseguito un'analisi probabilistica a lungo periodo considerando le stesse ipotesi di zone sismogenetiche e di catalogo del modello probabilistico di pericolosità sismica su cui sono basate le NTC 2018 [10]. Il migliore accordo con i risultati di FV09 è stato ottenuto considerando:

$$T_D = \begin{cases} 2 & se \frac{S_\beta}{g} < 0,1 \\ 1 + 10 \frac{S_\beta}{g} & se \frac{S_\beta}{g} \geq 0,1 \end{cases} \quad (1.5)$$

Per avere un'idea dell'impatto di tale modifica, nella Figura 1.7 è mostrato il confronto tra le seguenti quantità per il periodo di ritorno di 475 anni e assumendo le condizioni di roccia affiorante:

- sull'asse orizzontale, la soluzione di riferimento PGD_{FV09} ;
- sull'asse verticale, la PGD stimata utilizzando: (a) le formule (1.4) e (1.5), adottate nella Parte 1-1 del nuovo EC8 [1]; (b) le equazioni del vigente EC8 [16] e delle NTC 2018 [10]. Si nota che questi ultimi sottostimano significativamente i valori di riferimento PGD_{FV09} , fino ad un fattore circa 4, mentre le formule del nuovo EC8 [1] forniscono una buona approssimazione della soluzione di riferimento.

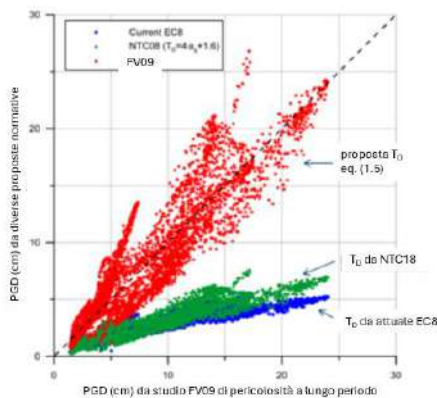


Figura 1.7: Sull'asse orizzontale: PGD_{FV09} , ovvero lo spostamento massimo del terreno sulla base dell'analisi di pericolosità sul territorio italiano compiuta in [18] con riferimento specifico ai lunghi periodi strutturali; sull'asse verticale: PGD_{est} è lo spostamento stimato mediante le Eqq. (1.4) e (1.5), simboli scuri, e mediante l'EC8 vigente [16] e le NTC 2018 [10] (simboli grigi). Si considera un periodo di ritorno $T_R=475$ anni e condizioni di sito roccioso.

1.4.3 Massimo spostamento relativo (d_{ij} , NTC 2018, Eq. [3.2.14])

Nell'ambito della definizione degli effetti della variabilità spaziale del moto sismico, la Eq. [3.2.14] delle NTC 2018 [10], ispirata dagli studi di Nuti e Vanzi [19], definisce lo spostamento relativo di due punti a distanza prefissata. Nell'ambito delle attività delle annualità precedenti del WP18, questa espressione è stata verificata sulla base degli spostamenti differenziali ottenuti da diverse serie di registrazioni accelerometriche di scuotimenti forti a breve distanza relativa (inferiore a 1 km), in particolare dalle reti accelerometriche di UPSAR-Parkfield (terremoti del 2003 e 2004), SMART1 (Taiwan), ICE-array (Islanda), oltre alle registrazioni disponibili in Italia dai terremoti dell'Aquila e della Pianura Padana. I risultati di queste elaborazioni sono riportati in Figura 1.8, dove sono anche riportate la Eq. [3.2.14] delle NTC 2018 [10] e la Eq. (5.27) introdotta in [1], e qui riportata come Eq. (1.6). Quest'ultima, ispirata alle NTC 2018 [10], presenta una formulazione semplificata che fornisce un limite superiore ragionevolmente conservativo per gli spostamenti relativi d_{ij} , normalizzato dal PGD, considerato per semplicità d'uso indipendente dalle condizioni

del sito (Figura 1.8). Si noti che, nella Figura 1.8, i valori d_{ij} basati sui record sono stati normalizzati dallo spostamento massimo su una singola componente orizzontale. Pertanto, per coerenza, la linea blu nella Figura 1.8 rappresenta la Eq (1.6) moltiplicata per $\sqrt{2}$.

$$d_{ij,max} = \sqrt{PGD_i^2 + PGD_j^2} \left(1 - \exp\left(-1.25 \left(\frac{x_{ij}}{x_L}\right)^{0.7}\right) \right) \quad (2.6)$$

dove $x_L=500\text{m}$. Come si nota in Figura 1.8, la Eq. [3.2.14] delle NTC 2018 [10] differisce dalla Eq. (1.6) per il fattore 1.25, costituendo un limite superiore per i valori ottenuti dal processamento dei registrati.

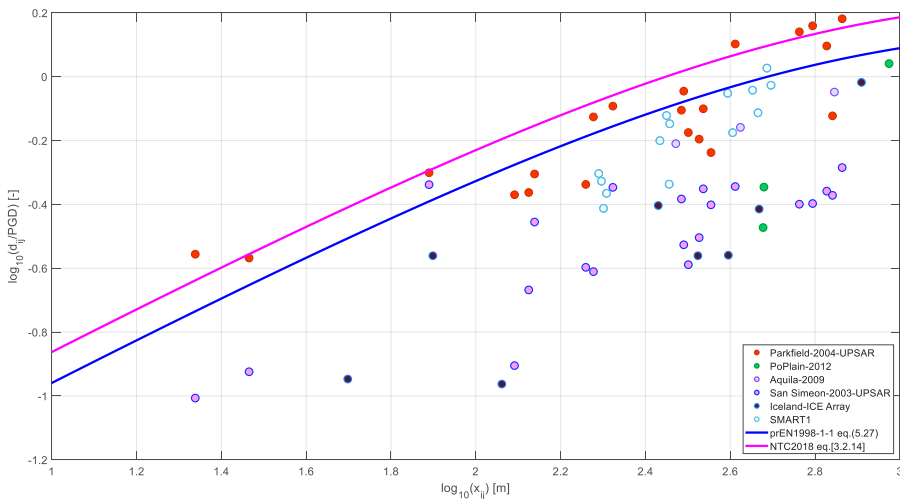


Figura 1.8: Valori massimi dello spostamento relativo d_{ij} tra due punti a distanza x_{ij} , normalizzato per lo spostamento massimo (assunto uguale per semplicità nei due punti). I diversi simboli si riferiscono a dati da diverse reti dense di accelerometri che hanno registrato i terremoti di L'Aquila ($M_w 6.3$, 2009), Pianura Padana (Mirandola array $M_w 6.0$, 2012), Parkfield (UPSAR array, $M_w 6.0$, 2004), San Simeon (UPSAR array, $M_w 6.5$, 2003). Sono anche inclusi dati da ICE Array (Islanda, cortesia di R. Rupakethy) e dallo SMART array (Taiwan). Tutti i dati si riferiscono a registrazioni entro 30 km di distanza epicentrale. La linea magenta rappresenta la Eq. [3.2.14] delle NTC 2018 [10], la linea blu la Eq. (5.27) nella Parte 1-1 del nuovo EC8 [1].

1.5 PARAMETRI CONVENZIONALI DEL TERREMOTO DI PROGETTO

1.5.1 Magnitudo per analisi di liquefazione

1.5.1.1 Introduzione

Nelle verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione sismica dei terreni, le NTC 2018 ([10], § 7.11.3.4) consentono l'utilizzo di metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza contro l'innescò della liquefazione è definito, per una data profondità dal piano campagna, dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove geotecniche in sito (e.g. prove CPT, SPT). La sollecitazione indotta dal sisma è stimata dalla conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse per il periodo di ritorno considerato.

Per poter essere implementata, la procedura richiede la conoscenza della magnitudo momento (M_w) attesa al sito di interesse per il periodo di ritorno considerato in quanto è necessario calcolare il fattore MSF (Magnitude Scaling Factor). Le NTC 2018 [10] ma anche la Circolare [20] e il vigente Eurocodice 8 Parte 5 [21] non forniscono al progettista indicazioni specifiche in merito al calcolo di M_w . E poiché per utenti non specialisti in sismologia applicata il calcolo di M_w non è un'operazione semplice, esiste una oggettiva difficoltà nell'applicazione delle NTC 2018 [10] alle verifiche di stabilità dei terreni nei confronti della liquefazione sismo-indotta, tanto che il problema è stato affrontato da tempo con soluzioni diverse [22].

A titolo di riferimento, nel 2018 il Dipartimento della Protezione Civile, in collaborazione con la Commissione tecnica per la microzonazione sismica, ha pubblicato il documento [23], nella cui Appendice A dal titolo "Metodologie impiegate per il calcolo della M_w per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione" sono proposti cinque approcci operativi per il calcolo di M_w . Si nota che alcune di queste metodologie sono deterministiche e quindi non coerenti all'impianto semi-probabilistico delle norme tecniche.

1.5.1.2 La determinazione di M_w secondo il nuovo EC8

Nella redazione della Parte 1-1 del nuovo EC8, è stato deciso di dare una risposta al problema sopra descritto secondo una filosofia di facilità d'uso e di riduzione delle

possibili ambiguità, insite nella possibilità di impiego di approcci diversi. A questo scopo, è stata introdotta la Tabella 1.6, dove sono riportati i valori di M_w convenzionalmente associati allo spettro elastico di progetto per condizioni di sito roccioso, sulla base di intervalli dell'ordinata spettrale $Sa(1s)$.

Pur restando inteso che le azioni sismiche non sono associate ad uno specifico evento sismico, i valori convenzionali forniti nella Tabella 1.6 sono da considerarsi come un ulteriore parametro di input sismico da utilizzare qualora non siano disponibili altri risultati rilevanti a questo scopo dal PSHA (come le analisi di disaggregazione).

Tali valori convenzionali di magnitudo sono rappresentativi di terremoti a breve distanza dalla sorgente al sito, circa 20 km, essendo la pericolosità sismica in molti paesi europei, compresa in particolare l'Italia, dominata da terremoti a breve distanza dal sito in esame. I valori sono stati ottenuti sulla base delle equazioni predittive del moto sismico calibrate da registrazioni accelerometriche ottenute prevalentemente in Italia.

Tabella 1.6: Valori convenzionali di Magnitudo momento (M_w) associati a uno spettro elastico di progetto su roccia in funzione di intervalli di valori dell'ordinata spettrale a $T=1s$. Tratto dalla Tab. 5.6 di [1].

Intervallo di $Sa(1s)$ (valori in m/s^2)	M_w
$< 0,08$	4,5
$0,08 < Sa(1s) < 0,2$	5,0
$0,2 < Sa(1s) < 0,5$	5,5
$0,5 < Sa(1s) < 1,2$	6,0
$1,2 < Sa(1s) < 2,5$	6,5
$2,5 < Sa(1s) < 4,0$	7,0
$Sa(1s) > 4,0$	7,5

La Figura 1.9 mostra la distribuzione dei valori convenzionali di M_w sul territorio italiano sulla base degli spettri elastici di progetto adottati nelle NTC 2018 [10] per il periodo di ritorno di 475 anni.

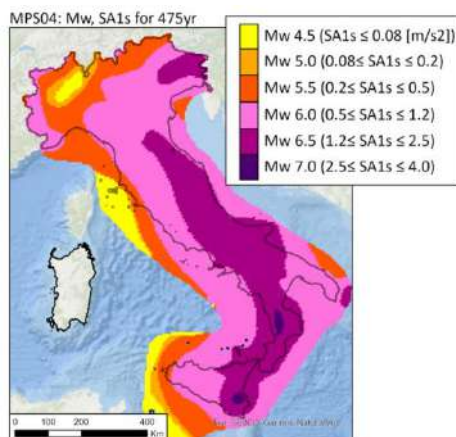


Figura 1.9: Valori convenzionali di M_w associati allo spettro elastico di progetto per categoria di sito A, sulla base degli intervalli in Tabella 1.6 e dei valori dell'ordinata spettrale $S_a(1s)$ nelle NTC 2018 [10].

1.5.1.3 La determinazione di M_w secondo la proposta WP18-RELUIS

La determinazione di M_w introdotta nella Parte 1-1 del nuovo EC8 [1] è basata sulla sola ordinata spettrale $S_a(1s)$ dello spettro elastico di progetto a un prefissato periodo di ritorno. Con l'obiettivo di considerare aspetti più specifici della pericolosità sismica locale, nell'ambito del Task 18.5 del progetto RELUIS, è stata sviluppata una procedura innovativa per il calcolo di M_w nelle verifiche di stabilità alla liquefazione dei terreni [24], che, essendo basata su un approccio probabilistico, è coerente all'impianto normativo delle NTC 2018 [10]. Una sintesi del metodo proposto è riportata nel rapporto WP18 [14].

La metodologia proposta si basa sull'utilizzo dei dati contenuti nel catalogo dei terremoti (CPTI15, [25]) e nell'archivio storico delle evidenze di liquefazione sismo-indotta (ECLiq21, [26]), entrambi centrati al sito di interesse. Il metodo si basa sulle seguenti due ipotesi:

- La sismicità storica al sito di interesse è rappresentata da un'area circolare equivalente con tassi di sismicità calcolati utilizzando il modello di Gutenberg-Richter a doppio troncamento (modello G-R). La massima magnitudo momento M_w dell'evento ricadente nell'area circolare è identificata dal catalogo dei terremoti CPTI15.

- Esiste una relazione empirica M_W -R che lega M_W alla massima distanza sorgente-sito alla quale è stata storicamente osservata la liquefazione del suolo nel territorio centrato al sito di interesse. Tale relazione è desumibile dai dati contenuti nell'archivio storico delle evidenze di liquefazione ECLiq21.

I dati sismologici (CPTI15) e geotecnici (ECLiq21) su cui si basano le due ipotesi di cui sopra possono essere aggiornati se richiesto dai rispettivi cataloghi. La metodologia proposta è indipendente da qualsiasi misura di intensità del moto sismico e questa è una caratteristica auspicabile di un metodo per il calcolo di M_W poiché la scelta della misura di intensità ottimale del moto sismico per le analisi di stabilità alla liquefazione dei terreni è controversa. La metodologia è stata applicata all'intero territorio italiano ottenendo mappe di macrozonazione della M_W attesa per la valutazione del rischio di liquefazione per i periodi di ritorno di 475, 975 e 2.475 anni (Figura 1.10). Tali mappe risultano, quindi, espresse in un formato probabilistico e risultano, pertanto, direttamente applicabili nel contesto normativo italiano o all'interno di linee guida per applicazioni normative.

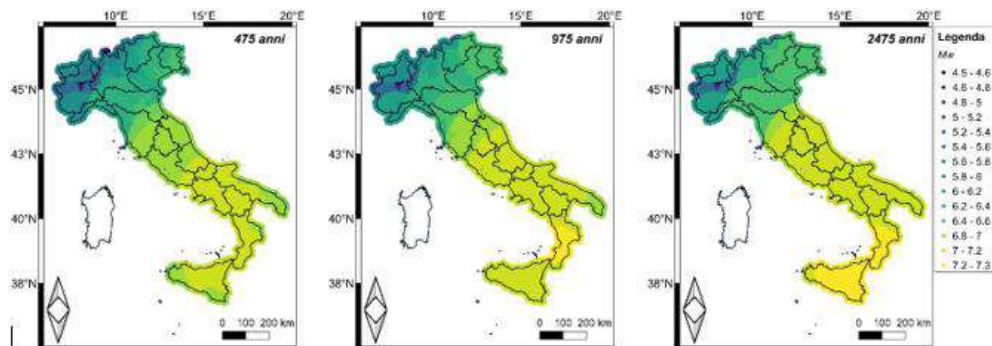


Figura 1.10: Mappe della M_W attesa per le verifiche di stabilità alla liquefazione dei terreni calcolate con la metodologia proposta sul territorio italiano per i tre periodi di ritorno di 475 (a), 975 (b) e 2.475 (c) anni [24].

1.5.2 Coppia magnitudo e distanza per selezione accelerogrammi di input per analisi sismiche

Come riportato in particolare nella circolare esplicativa delle NTC 2018 [10] (§ C3.2.3.6, Impiego di storie temporali del moto del terreno), “quando l'azione sismica

è rappresentata da accelerogrammi naturali, è necessario che la selezione di questi segnali sia coerente con la pericolosità sismica attesa al sito, in particolare, con la magnitudo e la distanza epicentrale rappresentative di uno o più eventi di scenario. Poiché la pericolosità sismica di base è definita sul territorio nazionale in termini probabilistici, gli eventi di scenario (...) possono essere definiti a partire dai risultati della disaggregazione della pericolosità sismica". Pur essendo l'approccio comunemente adottato per la scelta dell'evento di scenario (M_w, R), la disaggregazione può portare ad alcune ambiguità e difficoltà d'uso che ne rendono problematica la necessaria padronanza e piena coscienza dello strumento da parte del professionista. La disaggregazione richiede, infatti, da una parte la selezione di un periodo strutturale di riferimento (scelta non sempre univocamente determinata nel caso di strutture con partecipazione significativa di diversi modi, di risposta non lineare importante, di studi geotecnici di stabilità o studi di risposta sismica locale), dall'altra richiede di considerare non solo la coppia (M_w, R), ma anche il valore della cosiddetta ε , ovvero il numero di deviazioni standard a partire dal valore mediano ($\varepsilon=0$) del moto sismico che dà il contributo maggiore per la coppia (M_w, R) individuata. Trascurare il valore di ε , specialmente se in presenza di valori elevati (per es. $\varepsilon=1$), può condurre il professionista a fraintendere l'effettiva ampiezza del moto sismico da considerare nelle analisi, a meno di considerare fattori di scala spesso non fisici, oppure approcci basati su spettri condizionati.

Nell'ambito del WP18 [14] è stato sviluppato un approccio che ha l'intento di semplificare tale problema: invece di considerare l'evento "modale", ovvero quello che contribuisce maggiormente alla probabilità di eccedenza per il periodo T in esame, l'evento di scenario viene scelto come quello che individua, tra tutte le coppie (M_w, R) compatibili con il modello probabilistico di pericolosità sismica, quella il cui spettro mediano approssima meglio lo spettro a pericolosità uniforme (ovvero lo spettro elastico di progetto su roccia) su un ampio intervallo di periodi strutturali (per es. 0-2 s). Rimandando a Paolucci et al. [27] i dettagli dell'approccio, la mappa in Figura 1.11 mostra a titolo di esempio i valori di (M_w, R), denominati "Best Matching Scenario Earthquakes" (BMSE), che possono essere univocamente associati allo spettro elastico di progetto delle NTC 2018 [10] per il periodo di ritorno di 475 anni. Date le caratteristiche di "scuotimento mediano", l'uso del BMSE rende semplice la selezione di accelerogrammi naturali, senza l'applicazione di fattori di scala, che avvicinino lo spettro elastico di progetto in un intervallo ampio di periodi strutturali.

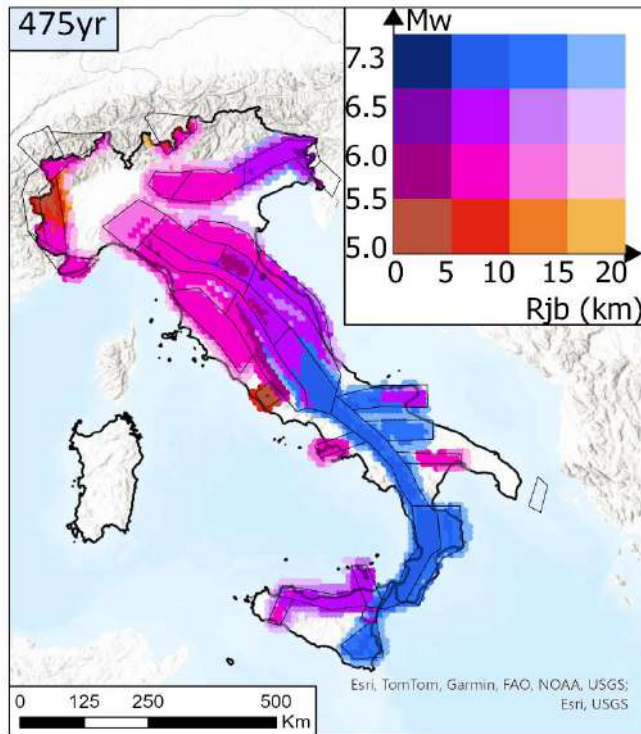


Figura 1.11: Mappa delle coppie (M_w, R) da associare allo spettro elastico di progetto delle NTC 2018 [10], secondo l'approccio di Best Matching Scenario Earthquakes presentato in [27]. Le zone bianche sono caratterizzate da valori $M_w < 5$ o $R > 20$ km.

1.6 RINGRAZIAMENTI

L'autore ringrazia le Unità di Ricerca e i relativi coordinatori riportati nella Tab. 1.1, che hanno svolto le attività di ricerca del WP18 del Progetto DPC-ReLUIS 2022-24. Ringrazia in particolare il Prof. Carlo Lai che, con l'esperienza maturata nel Task 18.5, ha contribuito significativamente alla redazione del paragrafo 1.5.1.

1.7 BIBLIOGRAFIA

- [1] FprEN 1998-1-1: 2024 Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance — Part 1-1: General rules and seismic action. Version for formal vote approved in June 2024.

- [2] Labbé P., Paolucci R. (2022). Developments Relating to Seismic Action in the Eurocode 8 of Next Generation, In: Vacareanu, R., Ionescu, C. (eds) *Progresses in European Earthquake Engineering and Seismology. ECEES 2022. Springer Proceedings in Earth and Environmental Sciences*. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-15104-0_2.
- [3] Deliverable WP18 D1.1, Study on the practical application of risk-targeted ground motions for Italy, 2024.
- [4] Sgobba S., Felicetta C., Lanzano G., Ramadan F., D'AmicM. O, Pacor F. (2021). NESS2.0: An Updated Version of the Worldwide Dataset for Calibrating and Adjusting Ground-Motion Models in Near Source, *Bulletin of the Seismological Society of America*. <https://doi.org/10.1785/0120210080>.
- [5] Paolucci R., Smerzini C., Vanini M. (2021). BB-SPEEDset: A validated dataset of broadband near-source earthquake ground motions from 3D physics-based numerical simulations, *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 111(5), 2527-2545.
- [6] Manfredi V., Masi A., Özcebe A.G., Paolucci R., Smerzini C. (2022). Selection and spectral matching of recorded ground motions for seismic fragility analyses, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 20, 4961–4987.
- [7] Deliverable WP18 D2.1, Guidelines with case studies for the introduction of corrective factors on design spectra, 2024.
- [8] Deliverable WP18 D3.1, Normative proposal for the definition of the amplitude and of synchronism conditions of the vertical seismic action, 2024.
- [9] Paolucci R., Aimar M., Ciancimino A., Dotti M., Foti S., Lanzano G., Mattevi P., Pacor F., Vanini M. (2021). Checking the site categorization criteria and amplification factors of the 2021 draft of Eurocode 8 Part 1–1, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, 4199–4234.
- [10] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”. Supplemento ordinario n. 8 alla GAZZETTA UFFICIALE del 20-2-2018. Pp. 1–367, 2018.
- [11] Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome, “Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica”, Roma, 2008.
- [12] GAZZETTA UFFICIALE DELLA REPUBBLICA ITALIANA del 10-05-2018, Serie generale – n. 107 “Criteri generali per l'utilizzo dei risultati degli studi di Microzonazione Sismica di livello 3 per la ricostruzione nei territori colpiti dagli eventi sismici a far data dal 24 agosto 2016”, 2018.
- [13] Deliverable WP18 D4.1 “Comparison between the stratigraphic amplification factors in the Italian seismic code NTC18 and the results of the MZS studies”, 2024.
- [14] Deliverable WP18 D5.1 “Criteria to determine conventional values of earthquake magnitude and source-to-site distance to be associated with an elastic design spectrum for input ground motion selection and liquefaction potential assessment”, 2024.
- [15] Gülerce Z., Abrahamson N.A. (2011). Site-Specific Design Spectra for Vertical Ground Motion”. *Earthquake Spectra*, vol. 27, 1023–1047.
- [16] CEN, “Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2004.
- [17] Paolucci R., Smerzini C. (2018). Empirical evaluation of peak ground velocity and displacement as a function of elastic spectral ordinates for design”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 47, 245-255.
- [18] Faccioli E., Villani M. (2009). Seismic Hazard Mapping for Italy in Terms of Broadband Displacement Response Spectra”. *Earthquake Spectra*, vol. 25, 515–539.

- [19] C. Nuti C., Vanzi I. (2005). "Influence of earthquake spatial variability on differential soil displacements and SDF system response". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 34, 1353–1374.
- [20] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, "Circolare del ministero delle infrastrutture e dei trasporti, n.7 del 21 Gennaio 2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018," Cons. Super. Dei Lav. Pubblici. G.U. n.35 del 11.02.2019, 2019.
- [21] CEN, "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects", Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2004.
- [22] Silvestri F., d'Onofrio A. (2014). Risposta sismica e stabilità di centri abitati ed infrastrutture, Relazione Generale XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, 1, 5-60.
- [23] DPC e Commissione tecnica per la microzonazione sismica, "Microzonazione sismica. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni (LQ)", versione 1.0, Roma, 2018.
- [24] Özcebe A.G., Bozzoni F., Lai C.G., Zuccolo E. (2024). Macrozonation of the Italian territory of the expected earthquake magnitude in soil liquefaction triggering analyses, Submitted to *Earthquake Spectra*.
- [25] Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (2020). The Italian earthquake catalogue CPTI15, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 18, 2953-2984.
- [26] Bozzoni F., Cantoni A., De Marco M.C., Lai C.G. (2021). ECLiq: European interactive catalogue of earthquake-induced soil liquefaction phenomena, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, 4719–4744.
- [27] Paolucci R., Chiechchio A., Vanini M. (2024). Spectrum compatible best matching scenario earthquakes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.

2

Costruzioni in cemento armato

Giorgio Monti, Enrico Spacone

2.1 INTRODUZIONE

Il WP11 “Costruzioni Esistenti in Cemento Armato” ha visto la partecipazione delle seguenti diciassette Unità di Ricerca:

Tabella 0.1: Unità di Ricerca coinvolte nel WP11.

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
IUAV	Anna Saetta	Università Iuav di Venezia
POLIBA	Giuseppina Uva	Politecnico di Bari
POLITO-a	Paolo Castaldo	Politecnico di Torino
POLITO-b	Alessandro Fantilli	Politecnico di Torino
UNICH	Enrico Spacone	Università G. d'Annunzio di Chieti-Pescara
UNICT	Edoardo Marino	Università di Catania
UNINA-a	Antonio Bilotta	Università “Federico II” di Napoli
UNINA-b	Emidio Nigro	Università “Federico II” di Napoli
UNINA-c	Andrea Prota	Università “Federico II” di Napoli
UNINA-d	Gerardo Verderame	Università “Federico II” di Napoli
UNIROMA1	Giorgio Monti	Sapienza Università di Roma
UNIROMA3	Camillo Nuti	Università di Roma III
UNISA	Enzo Martinelli	Università di Salerno
UNIVAQ	Amedeo Gregori	Università dell'Aquila

Il WP11 è stato organizzato in quattro Task:

Task 11.1: “Valutazione della capacità”, con particolare attenzione allo studio di aggiornamenti relativi alle verifiche di sicurezza dei meccanismi/elementi duttili e fragili.

Task 11.2: “Analisi non lineari statiche e dinamiche”. Avendo le NTC 2018 [1] introdotto importanti novità per quanto riguarda i metodi di analisi non lineare, in particolare per il metodo statico non lineare, le implicazioni di tali novità hanno richiesto approfondimenti sulle modalità di esecuzione delle analisi statiche non lineari, in particolare in presenza di forti irregolarità in pianta ed eventualmente in elevazione che portano a masse partecipanti modali in genere basse e che non sempre giustificano metodi di analisi classici (non adattivi o non multimodali).

Task 11.3: “Ponti esistenti stradali e ferroviari”. Collassi strutturali avvenuti negli anni precedenti hanno attirato grande attenzione verso la sicurezza dei ponti esistenti che, come molti edifici esistenti, sono stati progettati non considerando i carichi sismici o considerandoli sulla base di normative oggi considerate obsolete. È emersa inoltre la necessità di valutare la capacità degli impalcati soggetti a carichi variabili, da traffico, attualmente diversi, per intensità e frequenza, rispetto a quelli previsti all’epoca della progettazione.

Task 11.4: “Valutazione della sicurezza mediante analisi non lineari”. Nel triennio precedente triennio 2019-21 era stato dimostrato come l’attuale normativa necessiti di sostanziali aggiornamenti per quanto riguarda le modalità di valutazione della sicurezza sismica delle costruzioni esistenti eseguita mediante analisi non lineari. Di concerto con le attività svolte in ambito Model Code 2020 [2], finalizzate alla prossima generazione di Eurocodici, sono state sviluppate delle strategie di valutazione della sicurezza che, pur se teoricamente solide e motivate, necessitano di estesa validazione numerica prima di essere proposte in sede di normativa. Il format di verifica, già sviluppato dal punto di vista teorico ed applicato a casi di crescente complessità, rispetta i requisiti di semplicità di applicazione, capacità di considerare diversi livelli di approssimazione nei modelli non lineari, nonché di efficacia in presenza di modi di collasso multipli. Tale format necessita tuttavia di ulteriori calibrizioni, da validare su diverse tipologie strutturali di edifici. L’obiettivo è di pervenire ad un framework chiaro, pratico e di semplice utilizzo che consenta di

considerare in maniera coerente la variabilità dei parametri di base e le relative incertezze, sia aleatorie sia epistemiche.

Il WP11 ha focalizzato le sue attività su alcuni punti dei capitoli 4, 7 e 8 delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC 2018 [1]) e sui corrispondenti capitoli della relativa Circolare n. 7/2019 [3]. Nel corso delle attività eseguite nel triennio 2019-21 del precedente progetto DPC-ReLUIIS, erano stati identificati nell’attuale normativa diversi punti meritevoli di sviluppo e aggiornamento, sia dal punto di vista dell’impostazione metodologica, sia per effettuare un allineamento rispetto ai progressi scientifici occorsi nell’ultimo decennio e all’evoluzione delle normative internazionali. Nel progetto DPC-ReLUIIS 2022-24 tali attività di affinamento degli aggiornamenti normativi sono continuate e le proposte scaturite da tali studi sono riportate nei paragrafi seguenti.

2.2 DETTAGLI COSTRUTTIVI

2.2.1 Effetto del confinamento (distanza barre)

Le NTC 2018 [1] al § 7.4.1 “Generalità” forniscono indicazioni su come tener eventualmente conto del confinamento (come definito nel § 4.1.2.1.2.1) indicando di considerare la perdita del copriferro al raggiungimento dello schiacciamento del calcestruzzo non confinato. Si reputa opportuno aggiungere raccomandazioni atte a impedire lo svergolamento delle barre longitudinali.

Si propone di integrare la seguente frase del § 7.4.1 “Generalità” come segue:

Nel valutare la capacità, si può tener conto dell’effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita del copriferro al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%) e si adottino dettagli specifici per trattenere le barre compresse, limitando opportunamente la distanza trasversale tra le barre vincolate mediante staffe o legature.

2.2.1.1 Distanza fra le barre longitudinali

Come evidenziato al paragrafo precedente, per assicurare l’effetto di confinamento delle staffe sul calcestruzzo, si propone di specificare una distanza minima fra le barre longitudinali vincolate.

Si propone di aggiungere al § 7.4.6.2.1 quanto segue:

La distanza trasversale tra due barre vincolate consecutive deve essere non superiore a 150 mm e 200 mm, rispettivamente, per CD”A” e CD”B”.

2.2.2 Dettagli costruttivi per le strutture a comportamento dissipativo

2.2.2.1 Limiti di armatura longitudinale nelle travi

Il rapporto geometrico relativo all’armatura tesa nelle travi ρ è definito nelle NTC 2018 ([1],[3]) come $\rho = \frac{A_s}{bh}$ mentre nell’EC8 ([4], [5]), in [6] e nell’ACI-19 [7] è definito come $\rho = \frac{A_s}{bd}$.

La formula [7.4.26] del § 7.4.6.2.1 stabilisce i limiti minimo e massimo di ρ come segue:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \quad (2.1)$$

dove $\rho_{min} = \frac{1,4}{f_{yk}}$ e $\rho_{max} = \frac{3,5}{f_{yk}}$. Tali limiti richiedono di essere aggiornati ed allineati con la formulazione dell’EC8 [4] che è basata su derivazioni meccaniche che legano la quantità di armatura alla duttilità richiesta alla sezione di cemento armato.

Si propone innanzitutto di aggiornare la definizione della percentuale geometrica di armatura tesa longitudinale a $\rho = \frac{A_s}{bd}$ per allinearsi alle principali normative internazionali.

In accordo con l’EC8 di nuova generazione [5] si propongono poi due approcci per ρ_{min} (ρ_{Lmin} nell’EC8 di nuova generazione [5]). Una prima espressione è data da:

$$\rho_{min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (2.2)$$

O, in alternativa, si possono usare i valori riportati nella seguente tabella (valori interpolati da tabella dell’EC8 [5]):

Tabella 0.2: Valori di ρ_{min} in funzione della classe di calcestruzzo.

Classe cls	ρ_{min}
C20-C25	0,30%
C30-C45	0,42%
C50-C90	0,52%

Per quanto riguarda i valori massimi ρ_{max} (ρ_{Lmax} nell'EC8 di nuova generazione [5], si propone di usare un approccio simile nel quale la CDA viene assimilata a DC3 e la CDB a DC2.

Tabella 0.3: Valori di ρ_{max} secondo EC8.

Classe cls	ρ_{max}	
	CDB	CDA
C20-C25	$\rho_{comp} + 0,60\%$	$\rho_{comp} + 0,40\%$
C30-C45	$\rho_{comp} + 1,00\%$	$\rho_{comp} + 0,80\%$
C50-C90	$\rho_{comp} + 1,45\%$	$\rho_{comp} + 1,25\%$

In alternativa, si può usare la seguente formula (come da EC8 di vecchia generazione [4])

$$\rho_{max} = \rho_{comp} + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{yd}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.3)$$

dove:

μ_{ϕ} è la duttilità in curvatura attesa della sezione, che può essere assunta come la domanda di duttilità in curvatura $\mu_{E\phi}$ definita al § 7.4.4.1.2 (secondo la formula proposta punto 2.3.4 di questo documento).

2.3 CONFINAMENTO E DUTTILITÀ

2.3.1 Effetto del confinamento

Le NTC 2018 [1] al § 4.1.2.1.2.1 “Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo” forniscono indicazioni su come tener eventualmente conto del confinamento. Si propone di semplificare, senza variarne l’accuratezza, il calcolo della pressione efficace di confinamento per consentire un più adeguato controllo del calcolo della duttilità mediante il confinamento.

Dopo le prime due frasi introduttive sul confinamento, si propone di modificare il testo del § 4.1.2.1.2.1 come segue:

In assenza di più precise determinazioni basate su modelli analitici di comprovata validità, è possibile utilizzare la relazione tensione-deformazione rappresentata in Fig. 4.1.2 (dove le deformazioni di compressione sono assunte positive), in cui la resistenza caratteristica confinata è data da $f_{ck,c} = \eta_f \cdot f_{ck}$, dove:

$$\eta_f = \begin{cases} 1,0 + 5,0\tilde{\sigma}_2 & \text{per } \tilde{\sigma}_2 \leq 0,05 \\ 1,125 + 2,5\tilde{\sigma}_2 & \text{per } \tilde{\sigma}_2 > 0,05 \end{cases} \quad (2.4)$$

essendo $\tilde{\sigma}_2$ la pressione laterale efficace di confinamento operata dall'armatura trasversale, normalizzata rispetto alla resistenza caratteristica del calcestruzzo f_{ck} , calcolata come appresso indicato, mentre le deformazioni confinate sono date da $\varepsilon_{c2,c} = \eta_f^2 \cdot \varepsilon_{c2}$ e $\varepsilon_{cu,c} = \eta_\varepsilon \cdot \varepsilon_{cu}$ dove:

$$\eta_\varepsilon = 1 + 0,2 \frac{\tilde{\sigma}_2}{\varepsilon_{cu}} \quad (2.5)$$

in cui ε_{c2} e ε_{cu} sono valutate in accordo al § 4.1.2.1.2.1. (mantenere la Fig. 4.1.2)

La pressione efficace di confinamento normalizzata è determinata come:

$$\tilde{\sigma}_2 = \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \tilde{\sigma}_l \quad [4.1.11] \quad (2.6)$$

dove:

α_n è il coefficiente di efficienza delle armature trasversali nel piano della sezione, pari a:

$$\alpha_n = \begin{cases} 1 - \frac{1}{3b_x b_y} \left(\frac{b_x^2}{n_{lg,y} + 1} + \frac{b_y^2}{n_{lg,x} + 1} \right) & \text{per sezioni rettangolari} \\ 1 & \text{per sezioni circolari} \end{cases} \quad (2.7)$$

con $n_{lg,x}$ e $n_{lg,y}$ il numero di legature nelle direzioni corrispondenti, mentre b_x e b_y sono le dimensioni del nucleo confinato nelle direzioni corrispondenti;

α_s è il coefficiente di efficienza delle armature trasversali, disposte a passo s lungo l'asse dell'elemento, pari a:

$$\alpha_s = \begin{cases} \left(1 - \frac{s}{2b_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2b_y}\right) & \text{per sezioni rettangolari} \\ \left(1 - \frac{s}{2D_0}\right)^\beta & \text{per sezioni circolari} \end{cases} \quad (2.8)$$

dove D_0 è il diametro del nucleo confinato, $\beta = 2$ per staffe circolari e $\beta = 1$ per staffe a spirale;

$\tilde{\sigma}_l$ è la pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali normalizzata per f_{ck} , data da:

$$\tilde{\sigma}_l = \begin{cases} \frac{1}{2} \omega_w & \text{per sezioni rettangolari} \\ \omega_w & \text{per sezioni circolari} \end{cases} \quad (2.9)$$

in cui ω_w è il rapporto meccanico degli elementi di confinamento, definito come:

$$\omega_w = \frac{\text{volume degli elementi di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yk,st}}{f_{ck}} \quad (2.10)$$

e valutato come:

$$\omega_w = \begin{cases} \frac{(A_{st,x} + A_{lg,x})b_x + (A_{st,y} + A_{lg,y})b_y}{b_x b_y s} \cdot \frac{f_{yk,st}}{f_{ck}} & \text{per sezioni rettangolari} \\ \frac{2A_{st}}{D_0 \cdot s} \cdot \frac{f_{yk,st}}{f_{ck}} & \text{per sezioni circolari} \end{cases} \quad (2.10)$$

dove $A_{st,x}$ e $A_{st,y}$ sono le aree delle staffe nelle direzioni corrispondenti, e $A_{lg,x}$ e $A_{lg,y}$ sono le aree delle legature nelle direzioni corrispondenti.

Nella valutazione della capacità della sezione il contributo del copriferro non deve essere considerato nelle zone esterne al nucleo confinato in cui la deformazione massima supera la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato.

Nel caso di utilizzo di rinforzi appositamente progettati per il confinamento degli elementi è possibile considerare i modelli di comportamento riportati in riferimenti tecnici di comprovata validità.

2.3.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Il § 4.1.2.3.4.2 “Verifiche di resistenza e duttilità” è di grande rilevanza nell’ambito della NTC 2018 [1] in quanto richiamato nel capitolo 7 della progettazione sismica, laddove si evidenzia una fondamentale innovazione introdotta dalla normativa riguardante la possibilità di considerare l’effetto del confinamento per assicurare la formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo SLC, nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste. Si ravvisa tuttavia la necessità di inserire una equazione che consenta di stimare la duttilità di una sezione in cemento armato in relazione ai parametri geometrici e meccanici che la caratterizzano ([8], [9], [10]). Nella formulazione che si propone emerge chiaramente il ruolo svolto dal confinamento mediante il termine η_ε , introdotto al § 4.1.2.1.2.1, che ne misura l’effetto sulla deformazione ultima del calcestruzzo e quindi sulla duttilità.

Si propone di valutare la capacità di duttilità in curvatura di sezioni rettangolari di travi e pilastri come segue:

$$\mu_\phi = \frac{4\eta_\varepsilon - 1}{3,3} \left(\frac{1 + \delta}{v_d + (1 - \eta) \omega_{sd}} - 1 \right) \quad (2.11)$$

dove:

$\omega_{sd} = \frac{A_s f_{yd}}{b d f_{cd}}$ è la percentuale meccanica di armatura longitudinale a trazione;

$v_d = \frac{N_{Ed}}{b d f_{cd}}$ è la forza assiale normalizzata;

$\eta = \frac{A'_s}{A_s}$ è il rapporto fra armatura longitudinale compressa e tesa;

$\delta = \frac{c}{d}$ è il rapporto fra il copriferro e l’altezza utile della sezione;

η_ε è il fattore di efficacia del confinamento sulla deformazione ultima, da calcolarsi come indicato al § 4.1.2.1.2.1, Eq. [4.1.11].

2.3.3 Valutazione degli spostamenti della struttura

Il § 7.3.3.3 presenta delle espressioni per la stima della domanda di duttilità in spostamento, che però non riportano correttamente il pedice “E” che specifica il carattere di domanda della grandezza. Questa correzione è necessaria in quanto si riflette sulla equazione per la stima della domanda di duttilità in curvatura del §

7.4.4.1.2, sull'equazione per la verifica implicita della duttilità del § 7.4.6.2.2, nonché sull'equazione per la capacità di taglio del § 4.1.2.3.5.2.

Si propone di aggiornare il § 7.3.3.3 come segue.

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per la domanda di duttilità in spostamento μ_{Ed} i valori d_{Elin} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_{Ed} \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8] \quad (2.12)$$

dove:

$$\mu_{Ed} = \begin{cases} q & \text{se } T_1 \geq T_C \\ 1 + (q - 1) \frac{T_C}{T_1} & \text{se } T_1 < T_C \end{cases} \quad [7.3.9] \quad (2.13)$$

In ogni caso $\mu_{Ed} \leq 5q - 4$.

Gli spostamenti di progetto per lo SLC si ottengono in via approssimata moltiplicando per 1,2.

2.3.4 Verifiche di duttilità (DUT)

Il § 7.4.4.1.2 fa riferimento a espressioni per la stima della domanda di duttilità in curvatura, che però non riportano il pedice "E" che specifica il carattere di domanda della grandezza. Questa correzione editoriale è necessaria in quanto si riflette sull'equazione per la verifica implicita della duttilità del § 7.4.6.2.2.

Si propone di correggere il § 7.4.4.1.2 "Verifiche di duttilità (DUT)" dal seguente capoverso:

La domanda di duttilità in curvatura allo SLC nelle zone dissipative, qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata considerando che tra domanda di duttilità in spostamento μ_{Ed} (v. § 7.3.3.3) e la domanda di duttilità in curvatura $\mu_{E\phi}$ allo SLV sussiste la relazione $\mu_{E\phi} = 2\mu_{Ed} - 1$ (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra la domanda di duttilità in spostamento μ_{Ed} e il fattore di comportamento q allo SLV sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3)". Si ha inoltre che il rapporto fra parametri allo SLC e allo SLV è pari a 1,2. Si ha quindi:

$$\mu_{E\phi} = 1,2 \cdot (2\mu_{Ed} - 1) = 1,2 \cdot \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{se } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} & \text{se } T_1 < T_C \end{cases} \quad [7.4.3] \quad (2.14)$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La capacità di duttilità in curvatura μ_ϕ può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

2.3.5 Domanda di duttilità delle pareti

Il § 7.4.4.5.2 “Verifiche di duttilità (DUT)” relativo alle pareti non riporta, similmente al precedente § 7.4.4.1.2, il pedice “E” che specifica il carattere di domanda della grandezza. Questa correzione editoriale è necessaria in quanto il paragrafo in questione si richiama al precedente § 7.4.4.1.2.

Si propone di correggere il testo del § 7.4.4.5.2 “Verifiche di duttilità (DUT)” come segue:

La domanda di duttilità in curvatura nelle zone dissipative delle pareti è data da $\mu_{E\phi}$; qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a $\mu_{E\phi}$ i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 con il valore di q in queste espressioni ridotto del fattore M_{Ed}/M_{Rd} , dove M_{Ed} è il momento di domanda alla base della parete fornito dall’analisi nella situazione sismica di progetto e M_{Rd} è la resistenza flessionale di progetto

La capacità in duttilità di curvatura μ_ϕ può essere calcolata come rapporto tra la curvatura ϕ_u cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell’acciaio – e la curvatura convenzionale ϕ_{yd} di prima plasticizzazione quale definita nel § 4.1.2.3.4.2.

2.3.6 Verifica implicita della duttilità

Al § 7.4.6.2.2 “Pilastrì” nel sottoparagrafo “Dettagli costruttivi per la duttilità” delle NTC 2018 [1] si sottolinea che per le zone dissipative allo spiccato dei pilastrì primari e per le zone terminali di tutti i pilastrì secondari devono essere eseguite le verifiche di

duttilità indicate al § 7.4.4.2.2” e che, in alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{yd} \cdot \frac{b}{b_0} - 0,035 \quad (2.15)$$

Questa limitazione, oltre a contenere un errato riferimento a μ_ϕ invece che a $\mu_{E\phi}$, appare calibrata per valori della forza assiale normalizzata massima $\nu_d = 0,65$, per cui risulta eccessivamente conservativa per i pilastri con forza assiale inferiore. Il paragrafo in questione presenta inoltre delle ridondanze rispetto alle definizioni delle grandezze già fornite al § 4.1.2.1.2.1. Infine, è necessario che la verifica implicita sia coerente con la nuova relazione proposta al § 4.1.2.3.4.2 per il calcolo della duttilità. Si propone di sostituire il sottoparagrafo “*Dettagli costruttivi per la duttilità*” col testo seguente.

Per le zone dissipative allo spiccatto dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \omega_{wd} \geq 10\mu_{E\phi} \nu_d \frac{\varepsilon_{yd} + 0,25\varepsilon_{cu}}{(1 + \delta) - \nu_d} - 7,5\varepsilon_{cu} \quad (2.16)$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume degli elementi di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd,st}}{f_{cd}} \quad (2.17)$$

dove:

α_n e α_s sono i coefficienti di efficacia del confinamento definiti al § 4.1.2.1.2.1,

ω_{wd} è il valore di progetto del rapporto meccanico dell’armatura trasversale di confinamento (staffe e legature) all’interno della zona dissipativa, che deve essere non minore di 0,12 in CD“*A*”,

$\mu_{E\phi}$ è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC, valutabile anche come indicato al § 7.4.4.1.2,

$\nu_d = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$ è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV,

ε_{yd} è la deformazione di progetto di snervamento dell’acciaio definita al § 4.1.2.1.2.2,

ε_{cu} è la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato definita al § 4.1.2.1.2.1, $\delta = c/d$ è il rapporto fra lo spessore del copriferro c e l'altezza utile d della sezione, $f_{yd,st}$ è la resistenza di progetto di snervamento delle staffe e delle legature, f_{cd} è la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato.

2.4 MODELLI DI CAPACITÀ DI TAGLIO

2.4.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Il § 4.1.2.3.5.1 “Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio” fornisce equazioni per la valutazione della resistenza a taglio del calcestruzzo, per lo più derivate empiricamente da dati sperimentali. A questo proposito, alcuni recenti studi hanno dimostrato che le indicazioni normative potrebbero dar luogo a stime non conservative. Si propone quindi di modificare l'equazione di normativa con una che presenti migliori caratteristiche di affidabilità [11]. Il fattore di incertezza del modello, γ_R , è stato calibrato mediante una metodologia generale [12] considerando un coefficiente di variazione del modello pari a 0,18, un fattore di sensibilità della capacità pari a 0,8 e un'affidabilità obiettivo di 3,8.

Si propone di cambiare il § 4.1.2.3.5.1 “Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio” come segue.

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura a taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al § 4.1.6.1.1. È consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi. La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22] \quad (2.18)$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto del taglio di domanda.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la capacità di progetto a taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_R} b_w d \left(0,007 \rho_l \sqrt{f_{yd}} \cdot \sqrt[3]{\frac{f_{cd}}{a/d}} + 54 \cdot \sqrt[3]{\frac{1}{ad}} \right) \quad (2.19)$$

dove

$\gamma_R = 1,2$ è il fattore di incertezza del modello,

b_w è la larghezza minima della sezione,

d è l'altezza utile della sezione,

f_{yd} e f_{cd} sono la resistenza di progetto a snervamento delle armature longitudinali e la resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (espressi in MPa),

$\rho_l = A_{sl}/(b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio,

a è la luce di taglio dell'elemento (in mm), generalmente presa pari alla metà della lunghezza dell'elemento.

Se preferibile, il fattore di incertezza del modello può essere inserito direttamente nei coefficienti dell'equazione, per ottenere:

$$V_{Rd} = b_w d \left(0,006 \rho_l \sqrt{f_{yd}} \cdot \sqrt[3]{\frac{f_{cd}}{a/d}} + 45 \cdot \sqrt[3]{\frac{1}{ad}} \right) \quad (2.20)$$

2.4.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Recenti studi hanno mostrato che le verifiche a taglio riportate nel § 4.1.2.3.5.2 "Elementi con armature trasversali resistenti al taglio" presentano livelli di accuratezza che sono incompatibili con i livelli di sicurezza richiesti dalla normativa [13]. Inoltre, si ritiene che le formulazioni presenti nella letteratura scientifica ([14], [15], [16]) siano sufficientemente consolidate e validate per consentire di estendere la verifica a taglio anche alle condizioni biassiali.

Si propone quindi quanto segue.

La verifica a taglio (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (2.18)$$

dove V_{Rd} è la capacità di progetto a taglio mentre V_{Ed} è la domanda di progetto a taglio. Per elementi strutturali aventi sezione rettangolare o quadrata piena e dotati di specifica armatura trasversale, la capacità di progetto a taglio V_{Rd} deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima di calcestruzzo, inclinati di un angolo θ rispetto all'asse della trave.

La capacità di progetto a taglio V_{Rd} si determina come il massimo, al variare di θ , della minore fra le capacità a "taglio trazione" V_{Rsd} e a "taglio compressione" V_{Rcd} :

$$V_{Rd} = \max_{\theta} [\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})] \quad (2.21)$$

nel rispetto del limite $1 \leq \cot\theta \leq 5$.

Con riferimento all'armatura trasversale costituita da staffe, la capacità di progetto a "taglio trazione" nel caso uniassiale si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \quad (2.22)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la capacità di progetto a "taglio compressione" nel caso uniassiale si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} \quad (2.23)$$

dove d e b_w hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1 e inoltre:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento.

I coefficienti α_c e ν , per i quali deve comunque essere $0,1 \leq \nu \leq 1,0$ e $0,3 \leq \alpha_c \leq 2,6$, sono dati da (con f_{cd} in MPa):

$$\alpha_c = 0,37 + \frac{0,3 + 0,75\nu_d - 1,4(a/d)\omega_{sw}}{(a/d)} \left(3,8 + 58 \frac{\nu_d}{\mu_{\Delta}^2} \right) \quad (2.24)$$

$$\nu = 0,12 + \frac{1 + b_w/d}{2 - 0,018f_{cd} + 0,26f_{cd}b_w/d} \quad (2.25)$$

in cui $\alpha_c = 1$ nel caso di elementi in condizioni di carico monotono e:

$\nu_d = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$ è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

a è la luce di taglio, presa come distanza fra il vincolo e il punto di inversione del momento;

ω_{sw} è il valore di progetto del rapporto meccanico dell'armatura trasversale di taglio (staffe e legature) all'interno della zona dissipativa,

$$\omega_{sw} = \frac{\text{volume dell'armatura trasversale}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd,st}}{f_{cd}} \quad (2.26)$$

μ_Δ è la duttilità in spostamento, valutabile in condizioni sismiche come μ_{Ed} dal § 7.3.3.3 Eq. [7.3.9].

Nel caso biassiale, che riguarda principalmente i pilastri (per i quali si ha inoltre $\alpha = 0$), con la domanda di taglio applicata secondo un angolo β rispetto all'asse principale della sezione, si ha:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \left(\frac{A_{swx}}{s} \cdot \cos^2 \beta + \frac{A_{swy}}{s} \cdot \sin^2 \beta \right) \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta \quad (2.27)$$

$$V_{Rcd} = A_{cb} \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \quad (2.28)$$

dove

$$\begin{aligned} A_{cb} = & \frac{1}{2} \tan \beta [\min(C_1, \ell_c)^2 - \max(0, \ell_c - C_2)^2 + 2C_1 \max(0, \ell_c - C_1)] \\ & + \frac{1}{2} \cot \beta [\min(C_2, \ell_c)^2 - \max(0, \ell_c - C_1)^2 + 2C_2 \max(0, \ell_c - C_2)] \end{aligned} \quad (2.29)$$

con: $C_1 = h \frac{\cos \beta}{\cos \theta}$, $C_2 = b \frac{\sin \beta}{\cos \theta}$, $\ell_c = \sqrt{h^2 + b^2} \cdot \cos(|\beta - \text{atan}(b/h)|) \cdot \cos \theta$.

Inoltre, nel calcolo di α_c e ν , b e d sono sostituite rispettivamente da:

$$b' = \min\left(\frac{b}{\cos\beta}, \frac{h}{\sin\beta}\right), \quad d' = \left(\frac{\cos^2\beta}{h_0^2} + \frac{\sin^2\beta}{b_0^2}\right)^{-1/2} \quad (2.30)$$

mentre il rapporto meccanico dell'armatura trasversale ω_{sw} è dato da:

$$\omega'_{sw} = \omega_{swx} \cdot \cos^2\beta + \omega_{swy} \cdot \sin^2\beta \quad (2.31)$$

dove ω_{swx} e ω_{swy} sono i rapporti nelle rispettive direzioni.

Per elementi strutturali aventi sezione circolare piena di diametro D e dotati di specifica armature trasversale, la capacità di progetto a taglio V_{Rd} deve essere valutata come segue:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= V_{Rcd} + V_{Rsd} \\ &= (0,13 + 0,175 \cdot v_d) \cdot v \cdot f_{cd} \cdot A_g + \frac{\pi A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot D_c}{s} \end{aligned} \quad (2.32)$$

in cui D_c è il diametro del nucleo di calcestruzzo confinato dalle staffe, $v_d = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$ è la forza assiale adimensionalizzata (con $A_c = \pi D^2/4$) e

$$v = \left(1 - \frac{a/D}{4}\right) e^{-0,01 f_{cd}} \quad (2.33)$$

con f_{cd} in MPa.

2.5 METODI DI ANALISI NON LINEARI E RELATIVI MODELLI

2.5.1 Definizione di uno stato limite globale

Nel § 4.1.1 delle NTC 2018 [1] si considera la valutazione della sicurezza e i metodi di analisi. Si legge infatti:

“La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Capitolo 2. In particolare, per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti:

- a) analisi elastica lineare;

- b) analisi plastica;
- c) analisi non lineare.

Quando rilevante, nei diversi metodi di analisi sopra citati vanno considerati gli effetti del secondo ordine (§ 4.1.1.4).

Le analisi globali hanno lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nell'intera struttura o in una parte di essa.

Analisi locali possono essere necessarie nelle zone singolari quali quelle poste:

- in prossimità degli appoggi;
- in corrispondenza di carichi concentrati;
- alle intersezioni travi-colonne;
- nelle zone di ancoraggio;
- in corrispondenza di variazioni della sezione trasversale.”

Nel Model Code 2020 [2] sono presentate ulteriori considerazioni che evidenziano come, per identificare il fallimento globale del sistema strutturale, sia necessario identificare il ruolo di ciascun meccanismo locale di fallimento all'interno del sistema strutturale nel suo complesso, la distribuzione dei fallimenti locali e la loro sequenza di sviluppo al crescere della domanda globale, nonché la posizione degli eventi di fallimento locale lungo la curva che descrive la capacità globale del sistema strutturale. Si propone di aggiungere, dopo “... variazioni della sezione trasversale” le seguenti frasi.

Le analisi globali hanno altresì lo scopo di identificare il raggiungimento di uno stato limite globale. Questo può essere definito:

- a) a seguito del raggiungimento dello stesso stato limite da parte di uno o più componenti o meccanismi concorrenti; o
- b) in corrispondenza del superamento di un limite fenomenologico rappresentativo della capacità complessiva del sistema strutturale.

La capacità globale della struttura è definita al raggiungimento dello stato limite globale.

Un'indagine approfondita del comportamento del materiale, del componente o del sistema in corrispondenza o in prossimità del fallimento deve fornire un'interpretazione meccanica della relazione tra i meccanismi di fallimento locale osservati e la modalità di fallimento globale, anche allo scopo di identificare l'insieme

dei parametri rilevanti ai fini del fallimento. La sequenza dei meccanismi di fallimento locali che portano alla modalità di fallimento globale deve essere studiata a fondo.

2.5.2 Valutazione della capacità con il metodo dei coefficienti parziali e con il metodo del fattore globale

Al § 4.1.1.3 “Analisi non lineare” delle NTC 2018 [1] si forniscono principi generali su come condurre le analisi non lineari. L’impiego più diffuso per tali analisi è quello relativo alle strutture esistenti. Secondo la NTC 2018 [1] e l’EC8 [4], il modo consueto di tenere conto delle incertezze nella valutazione strutturale è di utilizzare una combinazione di fattori parziali e fattori di confidenza. Questo approccio presenta diversi svantaggi. Non è innanzitutto chiaro come tutte le incertezze nella geometria, nei dettagli e nei materiali possano essere trattate efficacemente per mezzo di fattori di confidenza che vengono applicati solo alla resistenza del materiale. Inoltre, l’incertezza è discretizzata in tre livelli di conoscenza che sono utili dal punto di vista pratico ma non riflettono la reale acquisizione dei dati, che avviene su base continua. Sarebbe opportuno modificare l’attuale approccio delle NTC 2018 [1], trattando le incertezze in modo più razionale. Una possibile soluzione è quella di applicare un fattore globale al risultato dell’analisi, che includerebbe direttamente gli effetti di tutte le incertezze ai vari livelli locali, al fine di produrre stime affidabili della capacità strutturale.

La capacità globale media di un sistema strutturale è espressa in termini di una grandezza R che può essere identificata, ad esempio, nel taglio totale alla base, nello spostamento alla sommità della struttura, o un altro parametro ingegneristico. Questa grandezza R è utilizzabile per definire qualsiasi Stato Limite (LS) di interesse ed è in genere stimata attraverso un’analisi non lineare (NLA) in cui vengono utilizzati i valori medi dei parametri di base. Il valore di progetto di tale capacità – cioè quella che soddisfa un dato obiettivo di affidabilità ai fini del progetto del nuovo o della valutazione della sicurezza dell’esistente – può essere ottenuto da un approccio probabilistico o attraverso metodi più efficaci per determinare la propagazione dell’incertezza, come, ad esempio, il metodo di primo ordine del secondo momento, il metodo della differenziazione diretta o il metodo Monte Carlo. Tuttavia, nell’ambito di un quadro normativo, si preferiscono metodi più pratici e applicabili, quale ad esempio il cosiddetto metodo del fattore globale. In tale metodo il valore di progetto R_d della capacità globale si ottiene dividendo il suo valore medio R_m , stimato da

un'analisi non lineare, per un fattore γ_R che tiene conto delle incertezze, sia intrinseche sia epistemiche.

Questo approccio è stato per la prima volta introdotto in forma sperimentale nel Model Code 2010 e successivamente elaborato nel Model Code 2020 [2]. In quest'ultimo sono proposti due metodi alternativi per l'esecuzione delle analisi non lineari allo scopo di ottenere il valore della capacità nel rispetto di un valore prefissato di probabilità di superamento di un determinato stato limite. Tali metodi possono essere introdotti anche nella NTC 2018 [1], ad esempio aggiungendo al testo del § 4.1.1.3 "Analisi non lineare", dopo "...o del secondo ordine." quanto di seguito riportato.

La capacità di progetto globale R_d della struttura corrispondente al raggiungimento di uno stato limite globale come descritto al § 4.1.1.2 può essere valutata con uno dei seguenti metodi:

- il metodo dei coefficienti parziali, che si basa su diversi coefficienti applicati a valori rappresentativi delle proprietà dei materiali,
- il metodo del coefficiente globale, che si basa su un unico coefficiente applicato alla capacità globale media della struttura.

Nel metodo dei coefficienti parziali, la capacità di progetto della struttura si ottiene da un'analisi non lineare eseguita con i valori di calcolo delle proprietà del calcestruzzo e dell'acciaio, determinati dividendo i valori caratteristici per i relativi coefficienti parziali.

Nel metodo del coefficiente globale, la capacità di progetto della struttura si ottiene da un'analisi non lineare eseguita con i valori medi delle proprietà del calcestruzzo e dell'acciaio e dividendo la capacità globale R_m così ottenuta per un coefficiente globale γ_R , come segue:

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R} \quad (2.34)$$

Nel caso si faccia coincidere il raggiungimento di uno stato limite globale col raggiungimento di uno stato limite locale in un singolo elemento critico, il coefficiente globale γ_R è pari a:

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta_{LS} V_R) \quad (2.35)$$

$\alpha_R = 0,8$ è il fattore di sensibilità per la capacità,

β_{LS} è l'indice di affidabilità per lo stato limite di interesse (2,8 per SLD e 3,8 per SLU), V_R è il coefficiente di variazione globale, espresso come:

$$V_R = \frac{1}{1,645} \ln \frac{R_m}{R_k} \quad (2.36)$$

dove R_k è la capacità caratteristica della struttura ottenuta da un'analisi non lineare eseguita con i valori caratteristici delle proprietà del calcestruzzo, f_{ck} , e dell'acciaio, f_{yk} .

Nel caso si consideri il raggiungimento dello stato limite in due meccanismi locali è pari a:

$$\gamma_R = \begin{cases} \exp(\ln\sqrt{2} V_R + \alpha_R \beta_{LS} V_R) & \text{per meccanismi in serie} \\ \exp\left(\frac{1}{2} \alpha_R \beta_{LS} V_R\right) & \text{per meccanismi in parallelo} \end{cases} \quad (2.37)$$

Ad esempio, per meccanismi in serie si intendono due cerniere plastiche appartenenti allo stesso pilastro, mentre per meccanismi in parallelo si intendono due pilastri appartenenti allo stesso piano.

Nel caso di raggiungimento dello stato limite in più meccanismi locali concorrenti, il fattore globale γ_R può determinarsi con riferimento a documenti di comprovata validità.

2.5.3 Definizione dei modelli non lineari

1. Le NTC 2018 [1] al § 7.2.6 e la Circolare attuativa [3] al § C7.2.6 sottolineano l'importanza di eseguire analisi statica/dinamica non lineari mediante appropriati modelli numerici. Essi devono essere in grado di simulare le membrature strutturali in termini di rigidità, resistenza, comportamento post-elastico ed isteresi.
2. Al momento sono molto usate sia modellazioni a plasticità (cerniera) concentrata, sia modellazioni a plasticità distribuita. In entrambi i casi è centrale la scelta delle leggi costitutive di sezione. Per descrivere la risposta pressoflessionale delle sezioni (sia nell'approccio concentrato che in quello distribuito) sono disponibili o leggi costitutive fenomenologiche del tipo momento-rotazione o momento-

curvatura ([17], [18], [19], [20]) oppure modelli di sezione a fibra che tengono conto dell'interazione MMN ([22]). Entrambi gli approcci sono diffusi anche a livello professionale grazie all'ampia disponibilità di modelli nei software commerciali. Per quanto riguarda la risposta a taglio, la modellazione è più complessa e prevede in genere l'accoppiamento con molle (o cerniere) in serie ai modelli a pressoflessione. Le NTC 2018 [1] e la Circolare attuativa [3] non forniscono tuttavia indicazioni sul loro utilizzo.

Si reputa quindi opportuno aggiungere indicazioni operative minime su come modellare le strutture in cemento armato per le analisi non lineari. La proposta che segue non intende essere esaustiva, ma intende gettare le basi per un eventuale approfondimento e la redazione di linee guida per la modellazione in campo non-lineare di strutture intelaiate in cemento armato.

Si propone quindi di formulare il testo come segue.

Per le strutture in cemento armato:

Nel caso di modellazione a telaio, si possono usare sia modellazioni a plasticità (cerniera) concentrata sia modellazioni a plasticità distribuita. In genere il comportamento flessionale o pressoflessionale della cerniera concentrata è assimilabile a quello della corrispondente sezione di estremità che si estende per una lunghezza pari alla lunghezza della cerniera plastica L_{pl} . In pratica, la rotazione della cerniera può essere ottenuta dalla curvatura della sezione di estremità moltiplicata per L_{pl} . Per la risposta a pressoflessione di cerniere/ sezioni (sia nell'approccio concentrato che in quello distribuito) sono disponibili o leggi costitutive fenomenologiche del tipo momento-rotazione (o momento-curvatura) o modelli di sezione a fibra che tengono conto della interazione MMN. Qualora si vogliano modellare anche meccanismi fragili quali la risposta a taglio o la risposta dei nodi travi-pilastro, si possono usare cerniere concentrate con appropriata legge costitutiva che vengono accoppiate in serie ai modelli a pressoflessione. È altresì possibile usare, ove disponibili, leggi costitutive fenomenologiche (o sezioni a fibre) che considerano l'interazione fra diversi azioni, quali modelli MNV o MMNVV. Ai fini di una accurata previsione della risposta non lineare, è auspicabile tener conto di fenomeni quali il confinamento dovuto alle staffe e/o agli elementi confinanti. La modellazione di tali fenomeni si ritiene utile ai fini di una corretta valutazione della resistenza di picco degli elementi strutturali e del degrado che si manifesta sotto l'effetto di azioni cicliche, nonché della duttilità. Ai fini delle

analisi, è anche possibile modellare solo i meccanismi duttili ed effettuare le verifiche dei meccanismi fragili in fase di post-elaborazione.

La proposta sopra riportata per i telai in cemento armato deve essere complementata da simili proposte per gli altri materiali da costruzione.

2.5.4 Analisi non lineare statica

Con riferimento al § 7.3.4.2 “Analisi non lineare statica”, si osserva quanto segue.

1. Per edifici irregolari o asimmetrici in pianta la risposta richiede una valutazione attraverso un modello tridimensionale. Il metodo N2 ([23]), sul quale si basa la valutazione della domanda sismica delle NTC 2018 [1], sottostima gli effetti torsionali perché formulato per modelli piani. [24], [25] hanno proposto il metodo N2 modificato proprio per tener conto degli incrementi di domanda dovuti agli effetti torsionali. Dall’altro lato [26] mostrano l’efficacia dell’analisi multimodale [25] nel prevedere la domanda sismica di strutture in cui i modi superiori hanno una rilevanza significativa;
2. La Circolare attuativa [3] al § C7.3.4.2 definisce il “fattore di partecipazione modale” Γ da utilizzare nell’analisi statica non lineare secondo la formula [C7.3.5]

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (2.38)$$

dove il vettore φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$. In realtà il vettore φ nella formulazione del metodo N2 dipende dal tipo di forzante ed è uguale alla forma del primo modo di vibrare se la forzante è proporzionale al primo modo nella direzione di carico considerata o è il vettore uniforme se la forzante è proporzionale alle masse di piano.

Una possibile proposta potrebbe essere come segue.

- 1) Aggiornamento § 7.3.4.2 (in virgolettato le parti aggiornate)

[omissis]

“Gruppo 1 – Distribuzioni principali:

- *Se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:*

1a) distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2;

1b) distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale “al prodotto tra la massa di piano e la” forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;”

- “In tutti i casi può essere utilizzata la seguente distribuzione:

1c) distribuzione multimodale, con almeno sei modi significativi”¹

“Gruppo 2 – Distribuzioni secondarie:

2a) [omissis]

2b) [omissis]”

Si elimina il punto “c) distribuzione multimodale, considerando sei modi significativi.”

“L’analisi non lineare statica può sottostimare significativamente la domanda sui lati rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il primo modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. In questi casi la distribuzione in pianta della risposta prevista con analisi non lineare statica va corretta attraverso metodi di comprovata validità in grado di considerare tali effetti.”

2) Aggiornamento § C7.3.4.2 (in virgolettato le parti aggiornate) dall’equazione [C7.3.5]

(...)

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} = \frac{m^*}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (2.39)$$

“dove m^* è la massa di un sistema SDOF equivalente.”

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ è “proporzionale al vettore della forzante scelta pre-moltiplicata per l’inverso della matrice delle masse M ”. Il vettore φ “è normalizzato” ponendo $d_c = 1$.

(...)

¹ L’introduzione di questa modifica deve essere accompagnata da una descrizione nella Circolare Attuativa dei passi necessari per svolgere l’analisi statica non lineare con distribuzione multimodale così come proposta da Chopra e Goel [27].

- 3) Aggiornamento § C7.3.4.2 (in virgolettato le parti aggiornate) per tener conto degli effetti torsionali. Si propone di aggiungere la seguente sezione (a valle della descrizione del Metodo B):

“Edifici Torsionalmente Deformabili con diaframmi di piano rigidi e masse concentrate

Allo scopo di ottenere una stima della domanda sismica che consideri gli effetti dell'accoppiamento latero-torsionale, la distribuzione in pianta della domanda di spostamento può essere corretta utilizzando coefficienti correttivi da valutare separatamente per ciascuna direzione dell'azione sismica mediante il seguente procedimento:

- 1) Si valuta la domanda mediante il metodo statico non lineare applicato secondo le modalità di normativa; le azioni orizzontali si applicano nei centri di massa degli impalcati eseguendo l'analisi statica non lineare due volte per direzione, cambiando il segno delle azioni orizzontali;
- 2) Si esegue l'analisi modale con spettro di risposta dell'edificio combinando gli spostamenti ottenuti per le due direzioni dell'azione sismica mediante la regola SRSS. Determinata la distribuzione in pianta degli spostamenti dell'ultimo piano, questi vengono scalati proporzionalmente fino a che lo spostamento del centro di massa coincida con la domanda di spostamento dello stesso punto determinata mediante il metodo statico non lineare del punto 1).
- 3) Per ciascuna posizione in pianta, il coefficiente correttivo si determina come il rapporto tra lo spostamento “normalizzato” dell'ultimo piano valutato mediante analisi modale con spettro di risposta (punto 2) e lo spostamento “normalizzato” dell'ultimo piano valutato mediante il metodo statico non lineare (punto 1). Lo spostamento “normalizzato” è definito come rapporto tra spostamento del punto considerato e spostamento del centro di massa. Laddove lo spostamento normalizzato ottenuto dall'analisi modale risulti inferiore a 1, lo si assume uguale a 1 allo scopo di evitare la deamplificazione della risposta dovuta all'accoppiamento latero-torsionale.

I coefficienti correttivi si applicano a tutti i piani per modificare la risposta sismica dell'edificio determinata attraverso il metodo statico non lineare in termini di spostamenti assoluti, spostamenti d'interpiano ed ogni parametro di deformazione locale. I coefficienti si applicano anche alle sollecitazioni, ove non venga superata la resistenza dell'elemento resistente.”

Tale metodologia si presta ad un approccio progettuale con verifiche di tipo locale.

2.5.5 Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica

Nelle NTC 2018 [1], per analisi dinamica o statica, lineare o non lineare, il § 7.3.5 prevede la combinazione direzionale secondo la ben nota formula 100:30:30 (formula [7.3.10]):

Sebbene i metodi di analisi statica non lineare siano stati originariamente derivati per telai piani, le analisi statiche non lineari vengono comunemente applicate anche a strutture tridimensionali spingendo l'edificio separatamente in due direzioni ortogonali e quindi combinando i risultati con le stesse regole di combinazione direzionale utilizzate per i metodi lineari, principalmente SRSS o 100:30:30. [28] mostra tuttavia che il metodo 100:30:30, applicato come indicato nelle NTC 2018 [1], non fornisce significativi miglioramenti nella previsione della domanda sismica di strutture con comportamento torsionale. Inoltre, le principali normative internazionali considerano come principale combinazione direzionale la formula SRSS.

Infine, le analisi dinamiche non lineari vengono generalmente condotte usando modelli tridimensionali con input contemporanei in due direzioni orizzontali, per cui appare superato parlare di combinazione direzionale per il metodo dinamico non lineare.

Si propone quindi di variare il § 7.3.5 come segue:

ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando una delle due espressioni seguenti:

$$1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z \quad (2.40)$$

$$\sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (2.41)$$

2.6 RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano le Unità di Ricerca e i relativi coordinatori riportati nella Tabella 0.1, che hanno svolto le attività di ricerca del WP11 DPC-ReLUIS 2022-24 – Costruzioni in Cemento Armato del Progetto. Un particolare ringraziamento va poi ai coordinatori dei Task, Gerardo Verderame, Enrico Spacone, Giorgio Monti, per il rilevante contributo da loro dato sia nel coordinamento delle attività di ricerca svolte

nell'ambito del WP11 sia nella redazione dei relativi paragrafi del presente capitolo). Ringraziano, inoltre, tutti i ricercatori delle Unità di Ricerca coinvolte nel WP11 che, con l'esperienza maturata nel WP11 del Progetto DPC-ReLUIS 2022-24 – Costruzioni in Cemento Armato, hanno contribuito significativamente alla redazione di questo capitolo.

2.7 BIBLIOGRAFIA

- [1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018). Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. 17/01/2018. Gazzetta Ufficiale n. 4 del 20/02/2018, Supplemento Ordinario n.8. Roma.
- [2] fib (2024). Model Code for Concrete Structures (2020). ISBN: 978-2-88394-175-5
- [3] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2019). Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018. Circolare 7/ 2019. Roma.
- [4] CEN (2004). Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici, EN 1998-1:2004.
- [5] CEN (2024). Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action, FINAL DRAFT FprEN 1998-1-1.
- [6] Fardis M. N. (2009). Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8 (Vol. 8). Berlin: Springer.
- [7] American Concrete Institute 2022, ACI CODE-318-19(22): Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Reapproved 2022).
- [8] Monti G., Petrone F. (2015). Yield and Ultimate Moment and Curvature Closed-Form Equations for Reinforced Concrete Sections. *ACI Structural and Materials Journals*, 112(4), 463-474, DOI: 10.14359/51687747.
- [9] Petrone F., Monti G. (2019). Unified Code-Compliant Equations for Bending and Ductility Capacity of Full and Hollow Rectangular RC Sections. *Engineering Structures*, 183, 805-815, DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.12.082
- [10] Rahmat Rabi R., Vailati M., Monti G. (2021). Simplified Pushover Analysis for Rapid Assessment of Shear-Type Frames. *Applied Sciences*, 11(24), <https://doi.org/10.3390/app112411711>.
- [11] Fiore A., Quaranta G., Marano G.C., Monti G. (2016). Evolutionary Polynomial Regression-Based Statistical Determination of the Shear Capacity Equation for Reinforced Concrete Beams without Stirrups. *Journal of Computing in Civil Engineering*, ASCE, 30(1), ISSN 0887-3801, Article Number 0401411, DOI: 10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000450.
- [12] Monti G., Petrone F. (2016). Test-based Calibration of Safety Factors for Capacity Models. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 142(11), DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001571.
- [13] Quaranta G., De Domenico D., Monti G. (2022). Machine-learning-aided improvement of mechanics-based code-conforming shear capacity equation for RC elements with stirrups. *Engineering Structures*, 267, 114665, doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114665.

- [14] De Domenico D., Quaranta G., Zeng Q., Monti G., (2022). Shear capacity of RC elements with transverse reinforcement through a variable-angle truss model with machine-learning-calibrated coefficients. In: Handbook of Research on Artificial Intelligence and Machine Learning in Civil Engineering, Plevris V., Ahmad A., Lagaros N.D. (eds.), IGI Global, ISBN13: 9781668456439, DOI: 10.4018/978-1-6684-5643-9.
- [15] Zeng Q., De Domenico D., Quaranta G., Monti G. (2024). Experimental investigation on the cyclic behavior of full-scale reinforced concrete columns under biaxial shear loading. Structures 70, Article Number 107747, DOI: 10.1016/j.istruc.2024.107747.
- [16] Zeng Q., Quaranta G., De Domenico D., Monti G. (2024). Variable-angle Spatial Truss Model for Analytical Biaxial Shear Capacity Prediction of Reinforced Concrete Members with Transverse Reinforcement. ASCE J. of Structural Engineering, 151(1), Article Number 04024201, DOI: 10.1061/JSENDH.STENG-13940
- [17] FEMA 273 (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency.
- [18] Haselton C.B., Liel A.B., Taylor Lange S., Deierlein G.G. (2008). Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER.
- [19] Ibarra L.F., Medina R.A., Krawinkler H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Engineering and Structural Dynamics; 34:1489–1511. doi: 10.1002/eqe.495.
- [20] Di Domenico M., Barbagallo F., Terrenzi M., Cantagallo C., Ricci P., Camata G., Marino E.M., Spacone E., Verderame G.M. (2025). Fiber modelling approach for seismic analysis of flexure-controlled RC columns with ribbed bars calibrated on unidirectional experimental tests, Bulletin of Earthquake Engineering (in press).
- [21] Deierlein G. G., Reinhorn A. M., Willford M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP seismic design technical brief, 4, 1-36.
- [22] Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F. (1996). Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. I: Formulation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25(7), 711-725. DOI: 0.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9
- [23] Fajfar P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake spectra, 16(3), 573-592. DOI: 10.1193/1.1586128
- [24] Kreslin M., Fajfar P. (2012). The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. Bulletin of Earthquake Engineering, 10, 695-715. DOI: 10.1007/s10518-011-9319-6
- [25] Fajfar P., Marušić D., Peruš I. (2005). Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings. Journal of earthquake engineering, 9(06), 831-85. DOI: 10.1142/S1363246905002249
- [26] Cantagallo C., Terrenzi M., Barbagallo F., Di Domenico M., Ricci P., Camata G., Spacone E., Marino E. M., Verderame G. M. (2023). Effects of the extended N2 method on non-linear static procedures of reinforced concrete frame structures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 173, 108144. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.108144>.
- [27] Chopra A. K., Goel R. K. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. Earthquake engineering & structural dynamics, 33(8), 903-927. DOI: 10.1002/eqe.144
- [28] Cantagallo C., Terrenzi M., Spacone E., Camata G. (2023). Effects of multi-directional seismic input on non-linear static analysis of existing reinforced concrete structures. Buildings, 13(7), 1656. <https://doi.org/10.3390/buildings13071656>.

3

Costruzioni in acciaio

Raffaele Landolfo

3.1 INTRODUZIONE

La principale finalità del WP12 “Contributi normativi relativi a costruzioni civili e industriali di acciaio e composte acciaio-calcestruzzo” è stata la valutazione della risposta sismica di questa tipologia di strutture, con l’obiettivo di proporre miglioramenti alle regole normative attuali, sviluppare linee guida di carattere pre-normativo e fornire strumenti di supporto sia per la progettazione che per il rinforzo di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in aree sismiche. Questi obiettivi sono stati perseguiti da nove Unità di Ricerca (UR), come sintetizzato in Tabella 3.1.

Tabella 3.1: Unità di Ricerca coinvolte nel WP12.

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
UNINA/1	Raffaele Landolfo (coordinatore)	Università di Napoli “Federico II”, DIST
UNISA	Vincenzo Piluso	Università di Salerno, DICIV
UNIFI	Walter Salvatore	Università di Pisa, DICI
UNINA/2	Maria Rosaria Pecce	Università di Napoli “Federico II”, DIST

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
UNIVPM	Fabrizio Gara	Università Politecnica delle Marche, DICEA
UNICAMP/DING	Alberto Mandara	Università della Campania "Luigi Vanvitelli", DING
UNICAMP/DADI	Gianfranco De Matteis	Università della Campania "Luigi Vanvitelli", DADI
UNITS	Claudio Amadio Chiara Bedon	Università di Trieste, DIA
UNITN	Nadia Baldassino	Università di Trento, DICAM

In linea con l'intero Progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024, anche il WP12 rappresenta una naturale prosecuzione delle ricerche condotte nell'ambito del progetto precedente, sebbene le attività siano state razionalizzate e riorganizzate. In particolare, mentre nel Progetto DPC-ReLUIIS 2019-2021 il WP12 era articolato in sei Task, nel Progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024 le attività del WP12 sono state riorganizzate in soli quattro task in base alle tipologie di costruzioni in acciaio e acciaio-calcestruzzo a cui le ricerche si riferiscono. Nello specifico i quattro task individuati sono stati i seguenti:

- Task 12.1 Edifici civili ad uso residenziale e/o uffici
- Task 12.2 Edifici ed impianti a carattere produttivo
- Task 12.3 Edifici con ossatura leggera in profili sottili di acciaio formati a freddo
- Task 12.4 Ponti

Nel Task 12.1 è stata condotta una revisione sistematica delle regole di progetto per gli edifici con struttura in acciaio in zona sismica (UNINA/1 e UNINSA), insieme alla proposta di nuove Linee Guida di carattere pre-normativo per il rinforzo di edifici con struttura in c.a. mediante elementi in acciaio (UNISANNIO nel progetto DPC-ReLUIIS 2019-2021, UNINA/2 nel progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024). Queste Linee Guida costituiscono inoltre il documento di riferimento, sulla base del quale sono in preparazione delle nuove Istruzioni CNR su questi temi.

Il Task 12.1 ha inoltre affrontato il tema della definizione di criteri e metodi per la progettazione, il calcolo e l'implementazione di strategie e tecniche atte a mitigare il rischio di collasso progressivo di edifici in acciaio (UNICAMP/DING). Parallelamente, è stato condotto uno studio specifico sulla valutazione dell'effetto dei collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione sulla sicurezza strutturale degli

edifici civili esistenti in acciaio, avente come principale obiettivo quello di individuare regole progettuali per la definizione del livello di miglioramento sismico perseguibile attraverso possibili interventi sui giunti (UNICAMP/DADI). Infine, le ricerche condotte nel progetto DPC-ReLUIS 2019-2021 sugli effetti delle sequenze sismiche negli edifici monopiano a uso produttivo in acciaio sono state estese agli edifici multipiano civili ad uso residenziale e/o uffici (UNITS). Anche in questo caso, lo studio si è concentrato sull'individuazione di strumenti semplificati per la progettazione e l'analisi sismica, nonché sulla formulazione di proposte normative che tengano conto direttamente dell'effetto delle sequenze sismiche.

Il Task 12.2 ha affrontato le problematiche relative alla valutazione della risposta sismica degli edifici e impianti a carattere produttivo in acciaio, con particolare attenzione ai Magazzini Autoportanti Verticali (UNIPI). L'obiettivo principale dello studio è stato analizzare l'approccio progettuale attualmente in uso, fondato su norme di settore derivate da metodi di progettazione delle scaffalature classiche, spesso non allineate con le attuali Norme Tecniche Nazionali (NTC 2018). Sono state evidenziate le criticità di questo approccio e sono state proposte nuove indicazioni pre-normative per una progettazione conforme ai principi delle NTC 2018. Inoltre, il Task 12.2 ha raccolto i risultati di uno studio specifico sull'effetto dei collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione sulla risposta strutturale globale (UNICAMP/DADI), esplicitando questi risultati per gli edifici in acciaio monopiano a carattere produttivo.

Agli edifici con ossatura leggera in profili sottili di acciaio formati a freddo è stato dedicato il Task 12.3 (UNINA/1 e UNITN). In particolare, a partire dai risultati ottenuti nell'ambito del precedente Progetto DPC-ReLUIS 2019-2021, sono state sviluppate delle specifiche Linee Guida di carattere pre-normativo che consentono la progettazione sismica di questi sistemi strutturali.

Il Task 12.4 si è concentrato sulla valutazione della risposta sismica dei ponti (UNIVPM), anche alla luce delle recenti "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti", che hanno portato all'attenzione la necessità di eseguire verifiche dei ponti esistenti anche nei confronti dei carichi statici. L'attenzione è stata particolarmente indirizzata verso le tipologie dei ponti esistenti a sezione composta acciaio-calcestruzzo progettate in base alle norme dell'epoca e dimensionate con procedure basate sul metodo delle tensioni ammissibili, al fine di definire opportune procedure di verifica.

A valle della disamina dei principali temi affrontati nel WP12, è importante evidenziare che nei loro sforzi le singole UR coinvolte nello sviluppo di contributi normativi per le

costruzioni civili e industriali di acciaio e composte acciaio-calcestruzzo hanno considerato il contestuale processo di aggiornamento dell'Eurocodice 8, ed in particolare della parte relativa alle regole per i diversi materiali strutturali (prEN1998-1-2). Pertanto, considerata la natura degli studi condotti nel WP12, focalizzati principalmente sugli aspetti di progettazione sismica, l'attenzione si è concentrata sulla revisione del Capitolo 11 (Specific rules for steel buildings) della prEN1998-1-2, che è specificatamente dedicato alle regole di progetto per gli edifici sismo-resistenti in acciaio. In particolare, con riferimento al miglioramento delle attuali regole normative, le attività del WP12 si sono focalizzate su due filoni di ricerca principali:

- 1) verificare la compatibilità delle proposte di modifiche normative già avanzate nell'ambito del precedente progetto DPC-ReLUIIS 2019-2021 (Effetti P-Delta e limitazione degli spostamenti, strutture con telai momento-resistenti, strutture con controventi concentrici);
- 2) estendere i contributi allo sviluppo normativo relativamente a tipologie strutturali non ancora studiate (strutture con controventi eccentrici, strutture con controventi ad instabilità impedita).

È altresì importante evidenziare che il continuo confronto tra le regole presenti nelle attuali norme tecniche nazionali (NTC 2018), i risultati ottenuti nell'ambito delle attività di ricerca del WP12 e le proposte di modifiche contenute nel Capitolo 11 della prEN1998-1-2 è stato facilitato dal diretto coinvolgimento nel processo di revisione degli Eurocodici strutturali da parte di numerosi componenti del WP12.

Alla luce di quanto detto ed in considerazione delle esigenze di sintesi del presente volume, nei successivi paragrafi saranno pertanto affrontate solo quelle tematiche relative alle costruzioni civili ed industriali di acciaio, per le quali i contributi normativi sviluppati e discussi nell'ambito del WP12 hanno trovato anche un diretto riscontro nella preparazione della seconda generazione dell'Eurocodice 8. Per le succitate Linee Guida nonché per gli ulteriori possibili contributi normativi derivanti dalle ricerche condotte e per approfondimenti sulle varie tematiche si rimanda ai prodotti del WP12, disponibili collegandosi al QR code riportato in appendice.

3.2 REGOLE GENERALI PER GLI EFFETTI P-DELTA E PER LA LIMITAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

L'attuale NTC 2018 [1] raccomanda di calcolare il coefficiente di stabilità (θ) per gli effetti P-Delta con la Formula 7.3.3 del codice, ovvero come segue:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (3.1)$$

Dove P_{tot} è il valore dei carichi gravitazionali nella combinazione di carichi sismici, d_r è lo spostamento di interpiano di progetto, V_{tot} è il tagliante sismico e h è l'altezza di interpiano.

Se θ è inferiore a 0,1, gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati in fase di progettazione, mentre se θ è inferiore a 0,2 gli effetti interni calcolati dovrebbero essere amplificati del fattore (α) pari a $1/(1-\theta)$. Se θ supera 0,3 la struttura dovrebbe essere riprogettata.

Sulla base di quanto osservato da [2-6] e dell'evoluzione della seconda generazione dell'EN1998 [7-9], si propone di modificare il coefficiente di stabilità per tenere in conto della sovrarresistenza di sistema come segue:

$$\theta_{modificato} = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_d} \quad (3.2)$$

Dove γ_{ov} è il fattore di sovrarresistenza del materiale, e Ω_d è il fattore di sovrarresistenza di progetto (da intendersi come il rapporto minimo tra la resistenza plastica degli elementi dissipativi e il corrispondente effetto sismico indotto).

In definitiva, l'Eq. (3.2) fornita dal pr EN1998-1-2 consente di valutare la stabilità laterale delle strutture considerando una rigidità secante più grande rispetto a quella valutata secondo l'attuale NTC 2018 [1], così come si evince dalla Fig. 3.1.

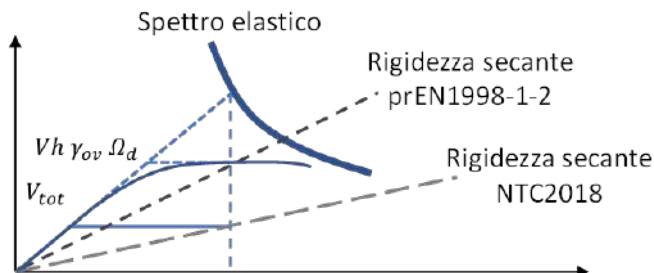


Figura 3.1: Rigidità secante per la stima dei coefficienti di stabilità.

Per quanto riguarda gli spostamenti, lo spostamento di interpiano di progetto (d_r) viene valutato come segue:

$$d_{r,i} = d_{s,i} - d_{s,i-1} \quad (3.3)$$

Dove d_s è uno spostamento strutturale indotto dall'azione sismica di progetto e viene valutato sulla base della regola degli spostamenti uguali mediante la seguente equazione:

$$d_s = q \cdot d_e \quad (3.4)$$

Dove q è il fattore di comportamento adottato e d_e è lo spostamento strutturale valutato mediante un'analisi lineare dello spettro di risposta.

Il limite di spostamento relativo d'interpiano per i tamponamenti non collegati al telaio è dato dalla Formula 7.3.12 delle NTC 2018 [1], ovvero:

$$q \cdot d_e \leq 0,01 \cdot h \quad (3.5)$$

Tuttavia, questo limite penalizza le strutture sensibili agli spostamenti come i telai momento-resistenti (di seguito identificati con l'acronimo inglese "MRF"). Pertanto, in accordo a quanto evidenziato da [4, 10] solo per i sistemi MRF si suggerisce di modificarlo come segue:

$$q \cdot d_e \leq 0,015 \cdot h \quad (3.6)$$

3.3 REGOLE PER I TELAI MOMENTO-RESISTENTI

La progettazione secondo NTC 2018 [1] dei telai momento-resistenti conduce generalmente a strutture massicce e non economiche che esibiscono una risposta sismica caratterizzata da limitate escursioni in campo plastico [4, 10]. Di seguito la discussione delle criticità e le proposte di modifica delle regole per: (i) la classe di duttilità ed il fattore di comportamento; (ii) la progettazione degli elementi dissipativi; (iii) la progettazione degli elementi non dissipativi.

3.3.1 Classi di duttilità e fattore di comportamento

Sia la normativa italiana [1] che quella nordamericana [11-13], considerano diverse classi di duttilità, a seconda del livello di impegno plastico atteso nelle zone dissipative,

a cui corrisponde uno specifico valore del fattore di comportamento q_0 . Secondo la Tab. 7.3.II delle NTC 2018 [1] i sistemi MRF possono essere progettati sia in “Classe di duttilità Bassa” (CD “B”), assumendo un fattore di comportamento q pari a 4, sia in “Classe di duttilità Alta” (CD “A”), assumendo $q = 5\alpha_w/\alpha_1$ (e non superiore di 6,5) dove il rapporto α_w/α_1 tiene in conto della ridondanza della struttura e della sua capacità di redistribuzione plastica. Come evidenziato da [4, 10], i sistemi MRF sono condizionati dalla deformabilità laterale. Pertanto, il valore massimo del fattore di comportamento raccomandato dalla norma per CD “A” non trova riscontro nella gran parte dei casi progettuali dato che questi sistemi sono spesso caratterizzati da una sovrarresistenza anche tre volte superiore al tagliante di progetto valutato con il massimo valore di q [4, 10]. Il valore massimo attualmente raccomandato per q è fattibile soltanto se vengono adottate le regole per la stima degli effetti P-delta ed i limiti per gli spostamenti relativi d’interpiano riportati al paragrafo 2 [10].

3.3.2 Regole per gli elementi dissipativi (travi)

Nella NTC 2018 [1] non sono fornite indicazioni in merito ai ritegni torsionali delle travi del telaio. I ritegni torsionali sono indispensabili per garantire la capacità rotazionale della cerniera plastica. Sulla base di quanto evidenziato in [10], si raccomanda di distanziare i ritegni torsionali del passo L_{st} il cui valore massimo si può calcolare in accordo all’AISC341 [12] come segue:

$$L_{st} = 0,19 i_z E_s / (\omega_{rm} f_y) \quad (3.7)$$

dove i_z è il raggio d’inerzia nell’asse debole della trave; E_s è il modulo elastico dell’acciaio.

I ritegni torsionali devono inoltre resistere alle forze Q_m indotte dall’ala compressa della trave in seguito alla formazione della cerniera plastica che possono essere stimate in accordo all’AISC341 [12] come segue:

$$Q_m = 0,06 \gamma_{ov} N_{f,Ed} \quad (3.8)$$

Dove γ_{ov} è il fattore che tiene conto della aleatorietà della tensione di snervamento dell’acciaio; $N_{f,Ed} = b_f t_f f_y$ in cui b_f e t_f sono la larghezza e lo spessore dell’ala della trave.

3.3.3 Regole per gli elementi non-dissipativi (colonne)

La NTC 2018 [1] raccomanda di verificare il criterio di gerarchia trave debole-colonna forte come segue:

$$\sum M_{R,c} \geq 1,3 \sum M_{R,b} \quad (3.9)$$

dove $M_{R,c}$ è la resistenza plastica della colonna e $M_{R,b}$ è la resistenza plastica a flessione della trave.

Sfortunatamente, l'Eq. (3.9) non tiene conto della posizione effettiva della cerniera plastica che può influenzare in larga misura la domanda sulla colonna. Si propone, pertanto, di adottare la seguente equazione:

$$\sum M_{R,c} \geq \gamma_{ov} \gamma_{sh} \sum (M_{R,b} + s_h V_{Ed,M}) + s_h V_{Ed,G} \quad (3.10)$$

dove γ_{ov} è il fattore che tiene conto della aleatorietà della tensione di snervamento dell'acciaio; γ_{sh} è il fattore che tiene conto dell'incrudimento e può essere mantenuto pari a 1,2 per lo snervamento a flessione; s_h è la distanza dalla cerniera plastica all'asse della colonna; $V_{Ed,M}$ è la forza di taglio nella cerniera plastica dovuta alla formazione delle cerniere plastiche ad entrambe le estremità della trave; $V_{Ed,G}$ è la forza di taglio dovuta ai carichi gravitazionali nella combinazione di progettazione sismica nella sezione in cui si forma la cerniera plastica.

3.4 REGOLE PER LE STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

La progettazione e la corrispondente prestazione sismica dei controventi concentrici (di seguito anche identificati con l'acronimo inglese "CBF") conformi alle NTC 2018 [1] sono generalmente affetti da diverse criticità, ad es. difficoltà nel dimensionamento degli elementi diagonali, strutture massicce e non economiche e inefficace prestazione sismica. Di seguito la discussione delle criticità e le proposte di modifica delle regole della NTC 2018 [1] per: (i) la classe di duttilità ed il fattore di comportamento; (ii) la progettazione degli elementi dissipativi; (ii) la progettazione degli elementi non dissipativi.

3.4.1 Classi di duttilità e fattore di comportamento

Sia la normativa italiana [1] che quella nordamericana [11-13], considerano diverse classi di duttilità, a seconda del livello di impegno plastico atteso nelle zone dissipative, a cui corrisponde uno specifico valore del fattore di comportamento q_0 . Secondo la Tab. 7.3.II delle NTC 2018 [1] i controventi a V ed a V rovescia (V-CBF) possono essere progettati sia in CD “B”, assumendo un fattore di comportamento q pari a 2, sia in CD “A”, considerando $q = 2,5$, mentre $q = 4$ è lo stesso valore per i controventi a croce di Sant’Andrea (X-CBF) sia in CD “B” che in CD “A”. Questo requisito sul fattore di comportamento a CD “A” non è coerente con la classificazione di duttilità fornita nella Tab. 7.5.I nella Sezione 7.5.3.2. delle NTC 2018 [1], dove si afferma chiaramente che il fattore di comportamento per CD “A” dovrebbe essere maggiore di 4.

Sulla base degli studi condotti da [14-18], si può concludere che gli stessi valori del fattore di comportamento possono essere adottati sia per i V-CBF che per gli X-CBF, ovvero $q = 2,5$ per CD “B”, mentre $q = 4$ per CD “A”.

3.4.2 Regole per gli elementi dissipativi (diagonali di controvento)

Nella NTC 2018 [1] le diagonali in configurazione a X dovrebbero essere progettati in modo da garantire che $N_{pl,br,Rd} \geq N_{Ed,br}$, dove $N_{pl,br,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della sezione del controvento e $N_{Ed,br}$ è calcolato con lo schema a sola diagonale tesa attiva (modello Tension-Only “T-O”) come mostrato in Fig. 3.2a. Al contrario, per i V-CBF, i controventi sono progettati considerando la loro resistenza a compressione, tale che $\chi N_{pl,br,Rd} \geq N_{Ed,br}$, dove χ è il fattore di riduzione dell’instabilità calcolato secondo [1], e $N_{Ed,br}$ è la resistenza richiesta valutata eseguendo l’analisi elastica su un modello a diagonale tesa-compresa (modello Tension-Compression “T-C”).

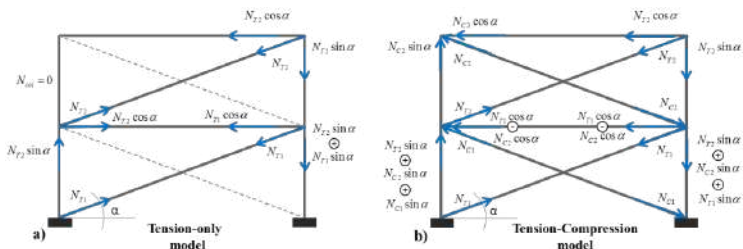


Figura 3.2: Modello a diagonale tesa attiva (a); modello a diagonale tesa-compresa (b).

La ragione per modellare solo le diagonali tese deriva dall'ipotesi di avere diagonali sufficientemente snelle in modo da poter trascurarne la resistenza a compressione [17]. Tuttavia, questa idealizzazione è un'approssimazione ragionevole solo per controventi molto snelli in condizioni post-critiche, mentre nelle prime fasi della risposta sismica, così come per i controventi tozzi, entrambe le diagonali sono attive e la forza assiale viene trasferita alle colonne e alle connessioni. Per chiarire questo aspetto, la Figura 3.2 confronta i meccanismi di trasferimento della forza ottenuti considerando il modello T-O (Fig. 3.2a) con quello corrispondente allo schema tensione-compressione (T-C) (Fig. 3.2b), in cui entrambi i controventi sono attivi in tensione e compressione. Come si può banalmente osservare, lo schema T-O potrebbe portare a sottostimare la forza agente sulle colonne, risultando potenzialmente in una progettazione non conservativa. Pertanto, si propone di progettare le diagonali con il modello T-C.

Per quanto concerne i limiti di snellezza, la snellezza normalizzata $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,br,Rd}}{N_{cr,br}}}$

(essendo $N_{cr,br}$ il carico critico euleriano degli elementi di controvento) dovrebbe essere limitata come $\bar{\lambda} \leq 2$ per tutti i tipi di CBF senza dover imporre un limite inferiore.

Inoltre, per tutti i tipi di controventi concentrici si raccomanda di controllare la variazione della sovraresistenza a compressione delle diagonali $\Omega_{C,i} = \chi N_{pl,br,Rd,i} / N_{Ed,br,i}$ in modo da non superare del 25% il valore minimo di Ω_C per controllare la forma degli spostamenti laterali e con essi la domanda di duttilità alle diagonali [17].

3.4.3 Regole per gli elementi non-dissipativi

La normativa consente di calcolare le sollecitazioni eseguendo un'analisi elastica attraverso la seguente combinazione:

$$E_{Ed} = E_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_{Ed,E} \quad (3.11)$$

Dove $E_{d,G}$ è la generica sollecitazione dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione di azioni per la situazione di progettazione sismica; $E_{d,E}$ è la generica sollecitazione dovuta alle azioni sismiche; γ_{ov} è il fattore che tiene conto dell'aleatorietà della tensione di snervamento dell'acciaio; Ω è il rapporto minimo di sovraresistenza $\Omega_i = N_{pl,bRd,i} / N_{Ed,br,i}$;

L'Eq. (3.11) si applica a tutti gli elementi non-dissipativi ad eccezione della trave intercettata dai controventi a V o a V-rovescia, per le quali la norma impone di ricavare

le sollecitazioni indotte dalla diagonale tesa snervata (assumendo $N_{pl,bRd}$) e da quella compressa in condizioni post-critiche (assumendo $0,3N_{pl,bRd}$).

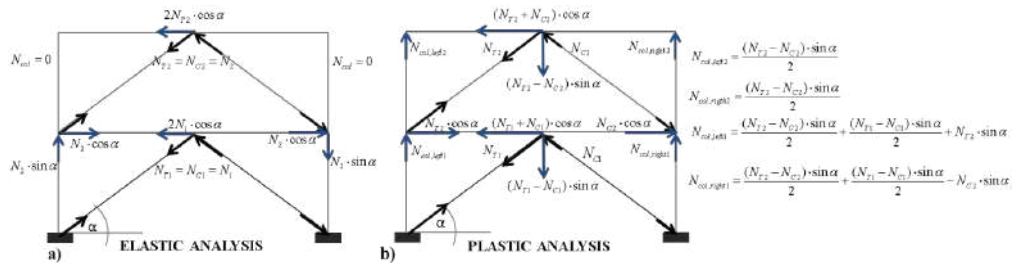


Figura 3.3: Sforzi normali secondo l'analisi elastica (a) e di meccanismo plastico (b).

Tuttavia, tali regole possono portare a soluzioni progettuali non conservative come evidenziato da [14-18]. Pertanto, sulla base di quanto evidenziato da [17,18], si raccomanda di stimare la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi non-dissipativi mediante due tipi di analisi: (1) analisi elastiche come in Fig. 3.3a e moltiplicando le sollecitazioni per un fattore di amplificazione opportunamente calibrato pari a 2 in analogia alla ASCE7 [11]; (2) analisi del meccanismo plastico assumendo la diagonale tesa snervata ed incrudita (sforzo normale pari a $1,1\gamma_{ov}N_{pl,br}$) e quella compressa con la sua capacità residua (sforzo normale pari a $0,3\gamma_{ov}\chi N_{pl,br}$) come in Fig. 3.3b. Inoltre, si consiglia di verificare la resistenza e la stabilità delle colonne considerando un momento flettente uniforme pari a 0,2 volte la resistenza a flessione plastica della sezione trasversale della colonna in combinazione con gli sforzi normali ottenuti dall'analisi di meccanismo plastico (vedi Fig. 3.3b).

Nel caso dei controventi a V ed a V rovescia, la prestazione sismica è profondamente influenzata dal comportamento della trave della campata controventata [19-20]. Sebbene la distribuzione di forze di progetto in Fig. 3.3 consenta di stimare la domanda flessionale sulla trave nel caso si sviluppi il meccanismo plastico delle diagonali, tale meccanismo è possibile soltanto se la trave intercettata dal controvento possiede una sufficiente rigidezza flessionale tale da vincolare la diagonale tesa a seguire gli spostamenti di piano. Altrimenti, un'eccessiva deformabilità flessionale della trave non consentirebbe alla trave di allungarsi e, inoltre, porterebbe un aggravio di accorciamento in quella compressa.

Questo secondo comportamento è molto ben rappresentato in diversi studi di letteratura [22, 23] in cui viene evidenziato come le diagonali di controvento progettate sia in accordo all'AISC341 che in accordo all'EC8-1:2005, si comportano elasticamente in trazione e subiscono una forte richiesta di duttilità in compressione. Questo tipo di prestazione dipende dal fatto che le regole correnti di progettazione sono focalizzate sulla resistenza della trave collegata agli elementi di controvento, senza tenere conto della sua rigidezza flessionale. Diversi studi [21, 22, 23] hanno precocemente sottolineato il ruolo chiave svolto dalla rigidezza flessionale della trave nelle prestazioni dei V-CBF, essendo la risposta flessionale della trave e la deformazione del controvento nei fenomeni correlati alla compressione. Come illustrato nella Fig. 3.4, la deformata flessionale elastica causata dalla forza verticale trasmessa dai controventi in fase post-critica può essere sufficientemente grande da impedire lo snervamento della diagonale in trazione e concentrare il danno nella diagonale di compressione, portando così ad una limitata dissipazione di energia ed ad una crisi precoce della diagonale compressa.

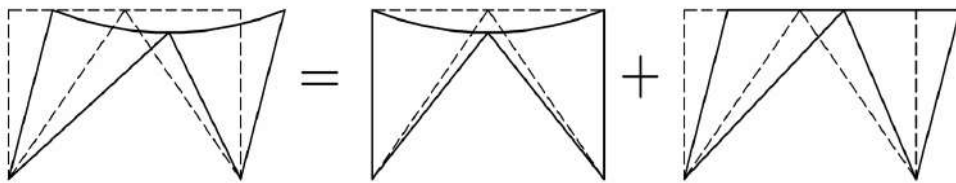


Figura 3.4: Forma degli spostamenti laterali dei CCB: a) contributo degli spostamenti verticali; b) contributo degli spostamenti orizzontali.

In accordo agli studi riportati in [23] il rapporto di rigidezza relativa tra la trave ed i controventi (K_F) è il parametro che governa l'attivazione e l'evoluzione dello snervamento della diagonale tesa. Il parametro K_F è definito come il seguente rapporto:

$$K_F = \frac{k_b}{k_{br}} \quad (3.12)$$

dove k_b è la rigidezza flessionale della trave all'intersezione con i controventi e k_{br} è la rigidezza verticale degli elementi di controvento. In particolare, la prima è data da:

$$k_b = 48\zeta \frac{EI_b}{L_b^3} \quad (3.13)$$

dove E è il modulo elastico dell'acciaio, I_b è il secondo momento d'area della sezione della trave, L_b è la lunghezza della trave e ζ è un fattore che dipende dalle condizioni al contorno della trave, ovvero $\zeta = 4$ per le estremità fisse e $\zeta = 1$ per estremità appuntate.

La rigidezza verticale dei controventi è data da:

$$k_{br} = 2 \frac{A_{br} E}{L_{br}} \text{sen}^2 \alpha \quad (3.14)$$

dove A_{br} è l'area della sezione del controvento, L_{br} è la lunghezza del controvento e α è l'angolo di inclinazione del controvento.

La Figura 3.5 mostra la relazione tra il rapporto di deriva corrispondente allo snervamento del controvento in trazione (θ_y) e K_F . La curva interpolante che adatta i dati numerici è una funzione iperbolica data come segue:

$$\theta_y(K_F) = \frac{0,008 \cdot K_F + 0,0013}{1,6 \cdot K_F - 0,08} \quad \forall K_F \geq 0,1 \quad (3.15)$$

Questa equazione è limitata a $K_F > 0,1$, poiché l'elemento di controvento non può snervare in trazione per valori inferiori di K_F . Tuttavia, si riconosce chiaramente che al fine di garantire lo snervamento delle diagonali tese in corrispondenza di uno spostamento relativo d'interpiano dell'ordine dell'1% è necessario progettare travi con $K_F \geq 0,2$. Pertanto, si propone di raccomandare tale valore come requisito minimo di rigidezza relativa tra le travi ed i controventi nella configurazione a V ed a V rovescia.

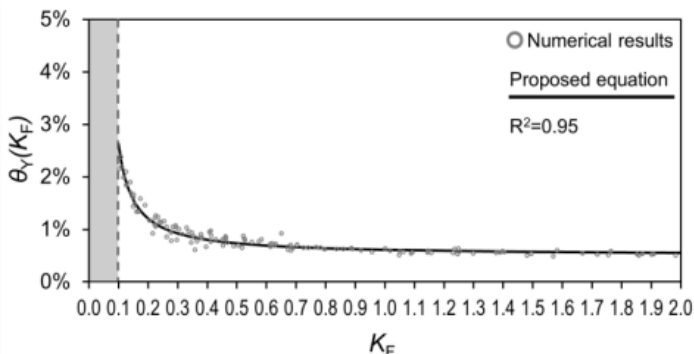


Figura 3.5: Rapporto di deriva corrispondente allo snervamento del controvento in trazione vs. K_F : risultati numerici ed equazione proposta.

3.5 REGOLE PER LE STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Le proposte di modifica delle regole di progettazione dei controventi eccentrici (di seguito anche identificati con l'acronimo inglese "EBF") sono discusse per i seguenti aspetti: (i) classe di duttilità ed il fattore di comportamento; (ii) progettazione degli elementi dissipativi; (iii) progettazione degli elementi non dissipativi.

3.5.1 Classi di duttilità e fattore di comportamento

Per quanto concerne le classi di duttilità ed i relativi limiti superiori del fattore di comportamento per i sistemi EBF non si ravvisano problematiche specifiche che richiedono integrazioni e modifiche.

3.5.2 Regole per gli elementi dissipativi (elementi di connessione)

Sulla base degli studi di Berman e Bruneau [24-25], anche le sezioni scatolari in composizione saldata possono essere efficacemente utilizzati come elementi di connessione. Pertanto, nella Sezione 7.5.6 sottosezione "Verifiche di resistenza (RES)" è possibile aggiungere quanto segue:

Per le sezioni ad I e H le resistenze di progetto sono date da

$$M_{p,link} = b t_f (d - t_f) f_y \quad (3.16)$$

$$V_{p,link} = t_w (d - t_f) (f_y / \sqrt{3}) \quad (3.17)$$

Per le sezioni scatolari in composizione saldata le resistenze di Progetto sono date da

$$M_{p,link} = b t_f (d - t_f) f_y \quad (3.18)$$

$$V_{p,link} = 2 t_w (d - t_f) (f_y / \sqrt{3}) \quad (3.19)$$

Dove il significato dei simboli è chiarito in Fig. 3.6.

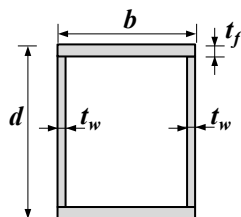


Figura 3.6: Definizione dei simboli per le sezioni scatolari in composizione saldata

Per quanto riguarda i dettagli degli irrigidimenti degli elementi di connessione realizzati con sezioni scatolari, sulla base degli studi di [24-25] il sottoparagrafo “Dettagli costruttivi” della NTC 2018 [1] dovrebbe essere aggiornato aggiungendo le seguenti regole:

“Per le sezioni scatolari, è necessario prevedere irrigidimenti dell'anima a tutta profondità su un lato di ciascuna anima di collegamento in corrispondenza della connessione del controvento diagonale. Questi irrigidimenti possono essere saldati alla faccia esterna delle anime degli elementi di collegamento oppure ciascun segmento di elemento di connessione può essere saldato su irrigidimenti a piastra intera. Ciascuno di essi dovrebbe avere una larghezza non inferiore a $(b - 2 t_w)/2$ e uno spessore non inferiore a $0,8 t_w$ (i simboli sono definiti in Fig. 3.6).

I collegamenti con sezioni scatolari devono essere dotati di irrigidimenti intermedi disposti sull'anima in modo da soddisfare le condizioni a) e b) che seguono:

- a) per un angolo di rotazione θ_p di almeno 0.08 rad, gli elementi di connessione meccanicamente corti dovrebbero essere dotati di irrigidimenti intermedi dell'anima distanziati ad intervalli non superiori a $[20t_w - (d - 2t_f)/8]$. Non è necessario disporre alcun irrigidimento per rotazioni θ_p non superiori a 0,02 rad. Per valori di θ_p compresi tra 0.08 e 0.02 rad il passo degli irrigidimenti può essere ottenuto per interpolazione lineare;
- b) Non è necessario disporre irrigidimenti d'anima per gli elementi di connessione meccanicamente lunghi ed intermedi con profilati scatolari.

Le saldature d'angolo che collegano un irrigidimento all'anima di un elemento di connessione avente sezione scatolare devono avere una resistenza di progetto adeguata per resistere ad una forza $\gamma_{ov} f_y A_{stif}$, dove A_{stif} è l'area della sezione dell'irrigidimento.

Per quanto concerne la sovraresistenza degli elementi di connessione, nell'attuale NTC 2018 [1], Sezione 7.5.6 sottosezione "Verifiche di Resistenza (RES)", i rapporti di sovraresistenza Ω_i non devono superare il valore minimo Ω di oltre il 25%, dove il valore Ω_i dell' i -esimo elemento di connessione deve essere valutato come segue:

$$\Omega_i = 1.5 V_{p,link,i}/V_{Ed,i} \quad \text{tra tutti gli elementi di connessione corti;} \quad (3.20)$$

$$\Omega_i = 1.5 M_{p,link,i}/M_{Ed,i} \quad \text{tra tutti gli elementi di connessione intermedi e lunghi.} \quad (3.21)$$

Questi rapporti di sovraresistenza dovrebbero essere modificati escludendo il fattore di incrudimento 1.5 che andrebbe specificato a parte nell'applicazione delle regole di gerarchia per gli elementi non-dissipativi. Inoltre, il fattore di incrudimento varia in funzione del comportamento meccanico dell'elemento di connessione. Infatti, assumere lo stesso valore pari ad 1,5 per tutte le configurazioni degli elementi di connessione può essere largamente non-conservativo [4]. Pertanto, nella Sezione 7.5.6 della NTC 2018 [1], la sovraresistenza degli elementi di connessione dovrebbe essere valutata come segue:

$$\Omega_i = V_{p,link,i}/V_{Ed,i} \quad \text{tra tutti gli elementi di connessione corti;} \quad (3.22)$$

$$\Omega_i = M_{p,link,i}/M_{Ed,i} \quad \text{tra tutti gli elementi di connessione intermedi e lunghi.} \quad (3.23)$$

3.5.3 Regole per gli elementi non-dissipativi (diagonali e colonne)

La regola generale di gerarchia delle resistenze per gli elementi non contenenti gli elementi di connessione attualmente implementata dall'Eq. 7.5.25 nella NTC 2018 [1] dovrebbe essere sostituita dalla seguente:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \leq N_{Ed,G} + \gamma_{sh} \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (3.24)$$

dove $N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ è la resistenza di progetto della colonna o dell'elemento di controvento valutate tenendo conto dell'interazione con il momento flettente e il taglio presi con il loro valore nella combinazione sismica di progetto; $N_{Ed,G}$ è la forza assiale dovuta ai carichi gravitazionali nella combinazione sismica di progetto, $N_{Ed,E}$ è la forza assiale indotta dall'azione sismica; γ_{sh} è il fattore di sovraresistenza all'incrudimento; γ_{ov} è il fattore di sovraresistenza del materiale e $\Omega = \min(\Omega_i)$ è il fattore di sovraresistenza minimo degli elementi di connessione.

Inoltre, in accordo a [4, 26], il fattore di incrudimento γ_{sh} dovrebbe essere assunto come segue:

- 1,5 per elementi di connessione corti ed intermedi senza vincoli assiali;
- 1,8 per elementi di connessione corti ed intermedi con vincoli assiali;
- 1,2 per elementi di connessione lunghi senza vincoli assiali;
- 1,4 per elementi di connessione lunghi con vincoli assiali;

In alternativa è possibile stimare il fattore di incrudimento γ_{sh} per elementi di connessione realizzati con profili ad I o H attraverso una relazione semi-empirica ottenuta dalla UR-UNISA nell'ambito del Progetto DPC-ReLUIS 2022-2024 [27] attraverso l'elaborazione dei dati sperimentali disponibili in letteratura. L'espressione teorica di tale parametro γ_{sh} è la seguente:

$$\gamma_{sh} = C_1 \cdot \left(\frac{a}{t_w}\right) + C_2 \cdot \lambda_w + C_3 \cdot \lambda_s + C_4 \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) + C_5 \cdot \theta_p + C_6 \cdot \bar{e} + C_7 \quad (3.25)$$

dove $\lambda_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$ è la snellezza dell'anima dell'elemento di connessione; $\lambda_s = \frac{d_w}{t_s}$ è la snellezza dei piatti di irrigidimento dell'anima del profilo dell'elemento di connessione; $\bar{e} = \frac{e}{M_{p,link}/V_{p,link}}$ dove e corrisponde alla lunghezza effettiva dell'elemento di connessione.

I parametri C_i nell'Eq. (3.25) sono riportati in Tabella 3.2 per tre diversi gradi di acciaio.

Tabella 3.2: Valori dei coefficienti C_i per le tre classi di resistenza dell'acciaio.

	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7
S235	-0,011	-0,522	0,019	-1,274	-2,457	-0,152	4,554
S275	0,268	-6,679	0,480	0,463	-2,585	1,068	-7,120
S355	-0,052	3,061	-0,001	2,992	2,527	0,581	-6,246

Per quanto riguarda le diagonali di controvento, diversi studi hanno evidenziato che l'Eq. 7.5.25 riportata dalla NTC 2018 [1] non è efficace nel prevenire l'instabilità della diagonale di controvento [2, 4, 28, 29]. Pertanto, in analogia alla CSA-16 [13] gli effetti indotti dagli elementi di connessione sulle diagonali di controvento ed i relativi fazzoletti di collegamento dovrebbero essere ottenuti secondo le condizioni a) o b) che seguono:

- a) nel caso di elementi di connessione corti ed intermedi, dalla distribuzione delle sollecitazioni di meccanismo plastico associate al taglio ultimo $V_{u,link} = (\gamma_{ov} I,5 V_{p,Link})$ ed al corrispondente momento flettente $M_{u,link} = (0,5 e \gamma_{ov} I,5 V_{p,Link})$, dove “e” è la lunghezza geometrica dell’elemento di connessione;
- b) nel caso di elementi di connessione lunghi, dalla distribuzione delle sollecitazioni di meccanismo plastico associate al momento resistente ultimo del collegamento $M_{u,link} = \gamma_{ov} I,5 M_{p,Link}$ e la corrispondente forza di taglio $V_{u,link} = 2M_{u,Link}/e$.

3.6 REGOLE PER LE STRUTTURE CON CONTROVENTI AD INSTABILITÀ IMPEDITA

Nell’attuale versione della NTC 2018 [1] non sono presenti regole di progettazione per i controventi ad instabilità impedita (di seguito anche identificati con l’acronimo inglese “BRB”). Pertanto, sulla base dell’analisi della letteratura scientifica e normativa internazionale sono state proposte regole per i seguenti aspetti: (i) classe di duttilità e fattore di comportamento; (ii) progettazione degli elementi dissipativi; (ii) progettazione degli elementi non dissipativi.

3.6.1 Classi di duttilità e fattore di comportamento

In accordo alle normative nordamericane [11-13], si raccomanda di progettare le strutture con BRB soltanto in alta duttilità. Pertanto, si propone di integrare la Tab. 7.3.II delle NTC 2018 [1] introducendo i sistemi strutturali con BRB soltanto in CD “A”, assumendo un fattore di comportamento q non superiore a 5.

3.6.2 Regole per gli elementi dissipativi (BRB)

I controventi ad instabilità impedita devono essere progettati in modo tale da localizzare lo snervamento sia in trazione che in compressione nel “cuore” del controvento (vedi parte “A” dell’elemento “1” in Fig. 3.7), che viene vincolato nei confronti dell’instabilità da un “manicotto” coassiale (vedi elemento “2” in Fig. 3.7)

che può essere sia interamente di acciaio che riempito di malta. In entrambi i casi il “manicotto” deve poter scorrere in direzione assiale rispetto al “cuore” e garantirne la dilatazione trasversale attraverso “guide” laterali e trasversali (vedi dettagli “3” e “4” in Fig. 3.7). Al fine di limitare lo snervamento del “cuore” solo nel segmento vincolato dal “manicotto”, le zone terminali sono progressivamente irrigidite verso le porzioni d’estremità come schematizzato in Fig. 3.7.

In accordo alle normative nordamericane [11-13], i controventi BRB devono essere progettati e verificati sperimentalmente per garantire le deformazioni di progetto, ovvero al maggiore tra il valore della deformazione associata ad uno spostamento di interpiano pari al 2% dell'altezza di interpiano e due volte lo spostamento di interpiano di progetto, oltre alle deformazioni indotte dall’interazione con la maglia strutturale (ovvero travi e colonne).

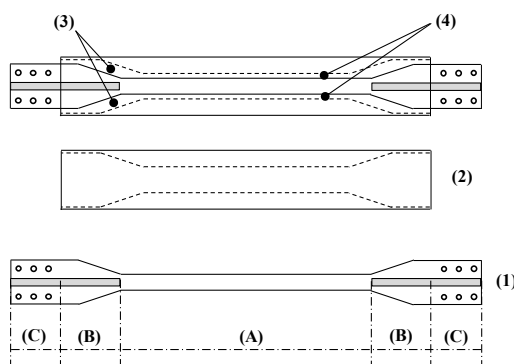


Figura 3.7: Schema tipologico di un BRB: (1) il controvento; (2) manicotto; (3) guida longitudinale; (4) guida trasversale; (A) il cuore; (B) zona di transizione; (C) zona di collegamento.

La resistenza allo snervamento N_{Rd} della sezione trasversale del cuore (segmento “A” in Fig. 3.7) deve soddisfare la condizione $N_{Rd} \geq N_{Ed}$, dove N_{Ed} è la forza assiale nell’elemento di controvento nella situazione di progettazione sismica.

Inoltre, in accordo a [9], la massima sovraresistenza di progetto $\Omega_{d,i}$ dei BRB nella struttura non dovrebbe essere maggiore di oltre il 25% del valore minimo Ω_d , dove $\Omega_{d,i}$ è definito dalla Eq. (3.26).

$$\Omega_d = \min(\Omega_{d,i}) = \min\left(\frac{N_{Rd,i}}{N_{Edi}}\right) \text{ with } i \in [1, n] \quad (3.26)$$

Il rapporto γ_{CT} tra la resistenza a compressione e quella a trazione del BRB deve essere valutato in funzione dei valori misurati sperimentalmente nelle prove di qualificazione dei BRB e non deve superare il valore di 1.3 [9].

Il fattore di incrudimento γ_{sh} deve essere calcolato come il rapporto tra la resistenza a trazione massima misurata dalle prove di qualificazione rispetto alla resistenza allo snervamento misurata del campione e non deve essere superiore a 1,50 [9].

La stabilità del manicotto può essere verificata utilizzando l'Eq. (3.27) [9].

$$\frac{N_{CT,BRS}}{N_{Rd}} \geq 2,5 \quad (3.27)$$

dove $N_{CT,BRS}$ è il carico critico euleriano del manicotto valutato come semplicemente appoggiato agli estremi di luce pari alla luce teorica d'interasse da nodo a nodo, ovvero che include la lunghezza dei collegamenti d'estremità e la dimensione di trave e colonna; N_{Rd} è la resistenza di progetto del cuore del BRB.

3.6.3 Regole per gli elementi non-dissipativi (travi e colonne)

Travi e colonne dovrebbero essere progettate per resistere alle sollecitazioni valutate come segue [9]:

- a) Sollecitazioni E_{Ed} valutate in accordo all'Eq. (3.28)

$$E_{Ed} = E_{Ed,G} + \gamma_{ov} \gamma_{sh} \gamma_{CT} \Omega_d E_{Ed,E} \quad (3.28)$$

Dove $E_{Ed,G}$ è la sollecitazione dovuta ai carichi gravitazionali nella combinazione sismica di progetto; $E_{Ed,E}$ è la sollecitazione indotta dalle azioni sismiche di progetto; γ_{ov} è il fattore di sovrarresistenza del materiale; γ_{sh} è il fattore di incrudimento del cuore basato sui risultati delle prove di qualificazione; γ_{CT} è il fattore di correzione della resistenza a compressione basato sui risultati delle prove di qualificazione; Ω_d è il valore minimo della sovrarresistenza di progetto di tutti i BRB, vedi Eq.(3.26);

- b) Sollecitazioni stimate imponendo l'analisi di meccanismo plastico ipotizzando le massime resistenze delle diagonali tese ($\gamma_{ov} \gamma_{sh} N_{Rd}$) e compresse ($\gamma_{ov} \gamma_{sh} \gamma_{CT} N_{Rd}$).

3.7 RINGRAZIAMENTI

L'autore desidera esprimere la propria sincera gratitudine alle Unità di Ricerca che hanno partecipato alle attività del WP12 del Progetto DPC-ReLUIS 2022-2024, con un riconoscimento particolare ai rispettivi Responsabili per il loro fondamentale contributo nelle attività di coordinamento e ricerca. Un ringraziamento speciale va ad Riccardo Zandonini, co-coordinatore del WP12 nel Progetto DPC-ReLUIS 2019-2021, per il prezioso e continuo supporto fornito anche nel progetto successivo, e a Mario D'Aniello e Luigi Fiorino, per l'aiuto fornito nella redazione del presente capitolo. Con affetto e rispetto si ricorda infine Claudio Amadio, la cui collaborazione e competenza hanno arricchito in modo significativo le attività del WP12. Il suo impegno e la sua dedizione alla ricerca continueranno ad essere per noi un importante esempio.

3.8 BIBLIOGRAFIA

- [1] "Norme tecniche delle costruzioni" (NTC 2018), D.M. 17/01/2018.
- [2] Elghazouli A.Y. (2010) "Assessment of European seismic design procedures for steel framed structures", *B Earthq Eng*, vol. 8(1), pp. 65–89.
- [3] Landolfo R. (2018) "Seismic design of steel structures: New trends of research and updates of Eurocode 8". *Geotech. Geol. Earthq. Eng.*, vol. 46, pp. 413–659.
- [4] Landolfo R. (Ed.), (2013) "Assessment of NTC provisions for seismic design of steel structures". Technical Committee 13 - Seismic Design, N° 131/2013. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
- [5] Landolfo R. (2015) "The activities of the ECCS-TC13 seismic committee: bridging the gap between research and standards", *Proceedings of 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas*, Shanghai, China, July 1-3.
- [6] Tartaglia R., D'Aniello M., Di Lorenzo G., De Martino A. (2019) "Influence of EC8 rules on p-delta effects on the design and response of steel MRF", *Ingegneria Sismica*, vol. 35(3), pp.104-120.
- [7] EN 1998–1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN (2005).
- [8] prEN1998-1-2 SC8 30-03-2020 Eurocode 8: Earthquake resistance design of structures, CEN/TC 250/SC 8.
- [9] prEN1998-1-2 SC8 24-02-2021 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Buildings, CEN/TC 250/SC 8.
- [10] Tartaglia R., D'Aniello M., Landolfo R., (2022) "Seismic performance of Eurocode-compliant ductile steel MRFs. *Earthquake Engng Struct Dyn.*, pp. 1–26, 2022. <https://doi.org/10.1002/eqe.3672>
- [11] ASCE/SEI Minimum design loads for buildings and other structures (2016), ASCE7-16. American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA.
- [12] AISC 341-16 (2016), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

- [13] CSA. 2016. Design of Steel Structures, CSA-S16-14, Canadian Standards Association, Toronto, ON.
- [14] Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R., (2017) "Seismic design criteria for chevron CBFs: European vs North American codes (Part-1)", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 135, Pages 83–96. 10.1016/j.jcsr.2017.04.018
- [15] Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R., (2017) "Seismic design criteria for chevron CBFs: Proposals for the next EC8 (Part-2)", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 138C, pp. 17-37. Doi: 10.1016/j.jcsr.2017.06.028
- [16] Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R., De Martino A., (2018) "Critical discussion on seismic design criteria for X concentrically braced frames", *Ingegneria Sismica: International Journal of Earthquake Engineering*, Volume 35(2), pp. 23-36.
- [17] Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R., (2019) "Proposal of design rules for ductile X-CBFS in the framework of EUROCODE 8", *Earthquake Engng Struct Dyn.*, Vol 48(1), pp. 124-151, <https://doi.org/10.1002/eqe.3128>
- [18] Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R., (2020) "Seismic design rules for ductile Eurocode compliant two storey X concentrically braced frames", *Steel and Composite Structures*, Vol. 36(3), pp. 273-291. DOI: <https://doi.org/10.12989/scs.2020.36.3.273>
- [19] Yamanouchi H., Midorikawa M., Nishiyama I., Watabe M. (1989) "Seismic behavior of full-scale concentrically braced steel building structure", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 115(8), pp. 1917-1929.
- [20] Fukuta T., Nishiyama I., Yamanouchi H., Kato B. (1989) "Seismic performance of steel frames with inverted V braces", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 115(8), pp. 2016- 2028.
- [21] Khatib I.F., Mahin S.A., Pister K.S. (1989) "Seismic behavior of concentrically braced steel frames", Report UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA
- [22] Tremblay R., Robert N. (2001) "Seismic performance of low- and medium-rise chevron braced steel frames", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28, pp. 699-714
- [23] D'Aniello M., Costanzo S., Landolfo R. (2015) "The influence of beam stiffness on seismic response of chevron concentric bracings", *Journal of Constructional Steel Research* 112, pp. 305–324.
- [24] Berman J.W., Bruneau M. (2008) "Tubular links for eccentrically braced frames. I: finite element parametric study", *J. Struct. Eng. ASCE*, vol. 134 (5), pp. 692–701.
- [25] Berman J.W., Bruneau M. (2008) "Tubular links for eccentrically braced frames. II: experimental verification", *J. Struct. Eng. ASCE*, vol. 134 (5), pp. 702–712.
- [26] Della Corte G., D'Aniello M., Landolfo R. (2013) "Analytical and numerical study of plastic overstrength of shear links". *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 82, pp. 19–32. DOI: 10.1016/j.jcsr.2012.11.013
- [27] Piluso et al. (2022). Report secondo semestre – UR. UNISA - Progetto ReLUIIS-DPC 2022-2024
- [28] Rossi P.P., Lombardo A. (2007) "Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames". *J Construct Steel Res*, vol. 63(11), pp. 1529-45.
- [29] Costanzo S, D'Aniello M, Landolfo R. (2022) "Dual steel eccentrically braced frames designed according to Eurocode 8". *Ingegneria Sismica: International Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 39(1), pp. 70-93.

4

Costruzioni in legno

Maurizio Piazza

4.1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del progetto WP13 "STRUTTURE DI LEGNO – CONTRIBUTI NORMATIVI", alcune attività svolte sono state finalizzate a sviluppare documenti pre-normativi, normativi, linee guida, per una implementazione efficace nella pratica costruttiva dei nuovi documenti normativi e delle risultanze delle ricerche svolte dalle diverse unità di ricerca.

La Tabella 4.1 riporta le Unità di Ricerca coinvolte nel WP13.

Tabella 4.1: Unità di Ricerca coinvolte nel WP13.

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
UNITN	Maurizio Piazza (coordinatore WP13)	Università di Trento, DICAM
UNINA	Beatrice Faggiano	Università di Napoli "Federico II", DIST
UNIUD	Alessandra Gubana, Antonino Morassi	Università di Udine, DPIA
UNIVAQ	Massimo Fragiaco	Università dell'Aquila, CERFIS

Tali attività sono state sviluppate secondo una strategia che ha visto da un lato la partecipazione ai gruppi normativi nazionali ed europei, dall'altro la preparazione di

appositi documenti contenenti linee guida e esempi applicativi in modo da accompagnare il mondo professionale e industriale nella transizione verso le nuove normative agevolando, al contempo, la interpretazione di determinati punti delle normative stesse. Le attività del WP13 sono state suddivise in 5 task, citati di seguito, in funzione delle tecnologie costruttive in legno maggiormente utilizzate nella pratica costruttiva e delle tecnologie e metodologie di rinforzo delle sottostrutture lignee negli edifici esistenti tradizionali, utilizzando anche i nuovi materiali a base legno.

Task 13.1 Edifici a pannelli massicci (CLT, lamellare, microlamellare)

Task 13.2 Edifici a telaio leggero

Task 13.3 Edifici a telaio pesante

Task 13.4 Riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti

Task 13.5 Influenza della durabilità sulle prestazioni delle costruzioni in legno

I principali obiettivi del WP13, suddivisi per task, sono riepilogati di seguito.

Task 13.1 - Edifici a pannelli massicci

Con riferimento al capitolo relativo al legno nella proposta di nuovo Eurocodice 8 (prEN 1998-1-2), sono state evidenziate una serie di problematiche progettuali e applicative, in particolare per la classe di duttilità più elevata (DC3). I limiti riguardano la modellazione agli elementi finiti in regime elastico lineare, l'utilizzo di connessioni commerciali non appositamente sviluppate per lo sviluppo dei meccanismi dissipativi richiesti, la mancata disponibilità delle proprietà sperimentali (resistenza e rigidezza) delle connessioni da parte delle aziende produttrici, e il processo iterativo di progetto, ben più lungo e complesso rispetto alla progettazione in DC2. Tale maggiore complessità potrebbe di fatto scoraggiare i progettisti a utilizzare la classe DC3. Sono state quindi proposte alcune strategie per risolvere le problematiche riscontrate, sia mediante semplificazioni di calcolo (modifica del processo progettuale) sia tramite aggiornamento della bozza di prEN 1998-1-2 con riferimento al calcolo del fattore di sovrarresistenza e per assicurare la dissipazione energetica nei giunti verticali delle pareti segmentate. Sono state quindi apportate le conseguenti modifiche e integrazioni alle linee guida sviluppate nel precedente triennio di ricerca DPC-ReLUI.

Task 13.2 - Edifici a telaio leggero

A partire dai risultati ottenuti con analisi pushover su pareti a telaio leggero al variare di diversi parametri (dimensioni della parete, numero di angolari a taglio, elementi hold down, nastri di collegamento tra montanti di pareti adiacenti, rigidità dei solai per azioni nel piano etc.) sono stati studiati edifici tridimensionali semplici per valutarne la duttilità globale. L'obiettivo è stato quello di controllare e verificare i valori dei fattori di comportamento previsti da differenti normative internazionali, in particolare quelli presenti nella bozza di modifica dell'Eurocodice 8 (prEN 1998-1-2). È stato anche studiato il comportamento di un adeguato numero di strutture piane a telaio leggero, con differente numero di piani e con diverso numero e lunghezza di pareti per tutte le classi di duttilità previste (DC1, DC2, DC3), per ricavare i valori dei fattori q_D e q_R per le classi DC2 e DC3.

Task 13.3 - Edifici a telaio pesante

Sono state studiate in dettaglio le strutture a telaio pesante con nodi rigidi e quelle con controventi concentrici, valutando il loro comportamento sismico attraverso analisi numeriche agli elementi finiti su modelli solidi appositamente definiti, basandosi sul consueto approccio che tiene conto della triade "resistenza, rigidità, duttilità/capacità di dissipazione". Sono stati quindi generalizzati i criteri di progetto considerando geometrie differenti degli schemi, anche multipiano e multicampata, nonché altri schemi sismoresistenti di telai con controventi concentrici o eccentrici, studiando parallelamente il comportamento globale della struttura e il comportamento locale dei nodi, attraverso campagne di analisi numeriche agli elementi finiti. L'obiettivo è stato quello di ricavare i fattori di comportamento per ognuna delle tipologie strutturali esaminate e ottimizzare la progettazione e il dettaglio costruttivo dei collegamenti e dei dispositivi dissipativi.

Task 13.4 - Riduzione della vulnerabilità di edifici esistenti

Le attività del task si sono concentrate sulla riduzione della vulnerabilità di edifici esistenti, anche con l'obiettivo di sviluppare documenti per una implementazione efficace nella pratica costruttiva del nuovo documento normativo prEN 1998-3, relativamente al capitolo 10 (strutture di legno). Tale implementazione ha dovuto tenere conto anche della revisione in corso di Eurocodice 5, in particolare del capitolo "Collegamenti". È noto che gli orizzontamenti giocano un ruolo fondamentale in

quanto dalle loro proprietà di rigidità nel piano dipende la possibilità di ripartizione delle forze orizzontali mentre dalla loro scarsa resistenza nel piano può dipendere la possibilità che si inneschino meccanismi di ribaltamento fuori piano delle murature, meccanismi che spesso anticipano i meccanismi resistenti nel piano delle murature determinandone l'indice di vulnerabilità sismica. Si è quindi reso necessario fornire linee guida per la progettazione di rinforzi dei diaframmi lignei esistenti nei riguardi delle azioni orizzontali (vento e sisma), nonché sviluppare tipologie di intervento, possibilmente reversibili, per irrigidire solai e coperture nel loro piano senza aumentarne la massa in maniera significativa. Particolare attenzione è stata dedicata a privilegiare interventi per migliorare le capacità duttili (dei collegamenti) e il comportamento scatolare dell'edificio nel suo complesso.

Task 13.5 - Influenza della durabilità sulle prestazioni delle costruzioni in legno

Come noto, la durabilità è un aspetto critico ai fini della sicurezza strutturale, potendo fare diminuire tale sicurezza a livelli inferiori a quelli minimi previsti nel corso della vita utile della costruzione in legno. In effetti, l'aumento di soluzioni costruttive con prestazioni sempre più elevate, fa sì che anche il più piccolo "dettaglio" strutturale assuma importanza fondamentale e che per questo vada studiato e progettato con attenzione anche ai fini della durabilità. Una analisi dettagliata dei particolari strutturali maggiormente critici ai fini della durabilità degli edifici in legno associata a uno studio delle principali normative internazionali che trattano il tema ha permesso di sviluppare apposite metodologie di stima del degrado per ogni particolare critico, partendo da funzioni di stima presenti in letteratura. Il lavoro svolto dovrà essere integrato con la messa a punto di metodi speditivi per l'analisi di vulnerabilità sismica degli edifici in legno che integri, quali elementi di vulnerabilità, anche quelli che caratterizzano il degrado.

Come descritto sinteticamente, alcune attività di task si sono riferite e si riferiranno direttamente all'ambito normativo europeo e alla revisione degli Eurocodici strutturali. Tali attività di revisione sono entrate nel vivo proprio contemporaneamente ai progetti esecutivi DPC-ReLUIs 2019-2021 e 2022-2024. Questi progetti hanno quindi permesso di incidere significativamente sul percorso di revisione normativa europea, tramite i risultati delle ricerche condotte nell'ambito degli accordi DPC-ReLUIs.

Ovviamente, tali attività avranno un impatto anche ai fini della revisione delle norme tecniche italiane, come specificato nel seguito, e quindi anche nel mondo professionale

e industriale. In effetti, per le parti relative al legno strutturale, ciò che è implementato nelle vigenti versioni di EC5 e EC8 è veramente molto limitato. Si pensi che l'attuale EN 1995-1-1 consta di 124 pagine, mentre la più recente versione della norma (una versione consolidata è stata commentata e votata in dicembre 2023), consta di circa 450 pagine. L'attenzione, in questo Eurocodice, è in particolare rivolta al capitolo "Collegamenti", vista la stretta correlazione con lo sviluppo della parte legno nella norma sismica (EN 1998-1-2, capitolo 13). Identica osservazione si può fare sulla parte legno di EN 1998-1-2, che vede il numero di pagine passare da 6 a circa 39 della bozza attuale. Anche nella parte EN 1998-3 è stato aggiunto ex novo il capitolo 10 sulle esistenti strutture lignee con ben 28 pagine. È evidente che una discussione sulla complessità di una normativa tecnica basata semplicemente sul confronto in termini di pagine non è possibile, tuttavia - essendo coinvolti direttamente nelle pertinenti commissioni europee - si può affermare a ragione che la complessità dell'impianto normativo che si sta sviluppando per le strutture lignee è sicuramente aumentata. Tale osservazione, unita alla constatazione che il mercato del legno strutturale è ancora in crescita soprattutto per la spinta verso l'utilizzo di materiali da costruzione sostenibili e a basso impatto, genera una certa preoccupazione a causa della evidente modesta preparazione del mondo produttivo e professionale in generale riscontrabile. Se saranno introdotte "nuove" normative (piuttosto che "revisioni" delle medesime) l'impatto sarà notevole, a meno che non si prevedano azioni correttive mediante la predisposizione di appositi documenti per una applicazione "affidabile" di tali novità normative.

Visto che l'orientamento del D.P.C. è anche quello di sviluppare ricerche e documenti per una implementazione efficace nella pratica costruttiva delle nuove normative e delle risultanze delle ricerche svolte nel corso dei precedenti progetti di ricerca DPC-ReLUIIS, le attività sviluppate dal WP13 hanno riguardato anche la preparazione di documenti per una affidabile applicazione, nella pratica costruttiva, di tali nuovi documenti normativi cercando di mantenere la compatibilità con quanto richiesto dalle attuali NTC 2018 [1].

Nello specifico, l'Eurocodice 8 vede la implementazione di una serie di tipologie strutturali per le quali sono fissati valori massimi del coefficiente di comportamento associati a differenti richieste di duttilità locali a seconda del particolare costruttivo indagato e della classe di duttilità strutturale prescelta alla base della progettazione (DC1, DC2, DC3). Questo è sicuramente un aspetto innovativo anche nei riguardi delle

attuali NTC 2018 [1], allineando le strutture di legno a quanto richiesto per le strutture realizzate con gli altri materiali. Tra le 10 tipologie classificate nella bozza attuale prEN 1998-1-2), quelle che interessano maggiormente il nostro Paese sono le seguenti: a) Cross laminated timber (CLT) structures (sistema costruttivo platform o a mensola verticale); b) Light-frame structures; c) Log structures; d) Moment-resisting frame structures; e) Braced frame structures with dowel-type connections. Per alcune di tali tipologie strutturali, proprio grazie al lavoro svolto con i progetti DPC-ReLUIS, sono state anche evidenziate alcune criticità nella progettazione degli esempi riportati nelle linee guida, a seconda della classe di duttilità scelta (in particolare per DC2 e DC3).

Le Unità di Ricerca di UNITN e UNIVAQ sono state e sono attivamente coinvolte nello sviluppo della nuova generazione degli Eurocodici, in particolare per le parti relative al legno strutturale, specificatamente Eurocodice 5 (prEN 1995-1-1, prEN 1995-2, prEN 1995-3) e Eurocodice 8 (capitoli sul legno in prEN 1998-1-2 e prEN 1998-3).

Nel seguito del capitolo, si vogliono proporre alcuni spunti di riflessione per una possibile revisione di alcuni paragrafi delle attuali norme tecniche italiane (NTC 2018 [1] e relativa Circolare applicativa del 2019 [2]). Tale revisione si rende necessaria, ad esempio, per definire in modo più chiaro ed esplicito le tipologie strutturali cui applicare i fattori di comportamento per la progettazione sismica e assumere appropriati valori per i coefficienti di sovrarresistenza. Alcune figure riportate nel seguito sono ricavate dalle attuali NTC 2018 [1]; puntualmente sarà quindi fornita l'indicazione del paragrafo cui si riferisce la proposta di modifica.

4.2 FATTORI DI SOVRARESISTENZA E VALORI MASSIMI DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO

I fattori di sovrarresistenza per le strutture di legno dovrebbero essere meglio precisati per i singoli componenti anche in relazione alle modalità di rottura che caratterizzano tali componenti. Per tale ragione è stato proposto di considerare distintamente le membrature lignee, le pareti di tipo “blockhaus” (anche conosciute come pareti “blockbau” o “loghouse”) e quattro differenti tipologie di elementi di collegamento: i) gli elementi in carpenteria metallica presenti nei collegamenti acciaio-legno, ii) le piastre metalliche di collegamento alle strutture di fondazione o ad altri elementi strutturali in c.a. o in carpenteria metallica, iii) i collegamenti con connettori metallici

a gambo cilindrico soggetti ad azione assiale e, infine, iv), i collegamenti con connettori metallici a gambo cilindrico soggetti ad azione tagliante. L'attuale versione delle NTC 2018 [1] riporta, nella Tabella 7.2.I, i fattori di sovrarresistenza genericamente per la tipologia strutturale "Legno", come indicato in Fig. 4.1.

Tab. 7.2.I - Fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD "A"	CD "B"
Legno	Collegamenti		1,60	1,30

Figura 4.1: Fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} per le strutture di legno, estratto dalla Tab. 7.2.I, NTC 2018 [1].

La scelta dei fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} è avvenuta sulla base di ricerche svolte in sede WP13, nonché da discussioni svolte con i colleghi coinvolti nei processi di normazione in sede europea, considerando lo stato dell'arte e, in particolare, i risultati di numerose campagne sperimentali condotte al fine di determinare il comportamento ciclico delle componenti dissipative (collegamenti) nelle strutture in legno [3-13].

Per tutte le componenti elencate in Tabella 4.2, si è scelto di definire un valore comune del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} per le due classi di duttilità definite nelle NTC 2018 [1], media (CD "B") e alta (CD "A"). Per tutte le componenti non dissipative caratterizzate da una modalità di rottura intrinsecamente fragile è stato scelto un valore γ_{Rd} pari a 1,6, mentre per le altre componenti non dissipative (ad esempio i collegamenti con connettori metallici a gambo cilindrico soggetti ad azione tagliante) è stato definito un valore γ_{Rd} inferiore e pari a 1,3.

Tabella 4.2: Fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} .

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD "A"	CD "B"
Legno	Membrature lignee		1,6	
	Collegamenti	Elementi in carpenteria metallica	1,6	
	Collegamenti	Piastre metalliche di collegamento alle strutture di fondazione o ad altri elementi strutturali in c.a. o in carpenteria metallica	1,6	

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD "A"	CD "B"
	Collegamenti	Connettori metallici a gambo cilindrico soggetti ad azione assiale	1,6	
	Collegamenti	Connettori metallici a gambo cilindrico soggetti ad azione tagliante	1,3	
	Pareti di tipo "blockhaus"	Momento stabilizzante derivante dai carichi gravitazionali	1,3	

Sia le tipologie strutturali che i relativi valori massimi del fattore di comportamento q_0 sono stati oggetto di una profonda revisione facendo riferimento ai risultati ottenuti da numerosi studi scientifici disponibili in letteratura [3, 14-24]. Le principali novità riguardano:

- la definizione di un'unica tipologia strutturale facente riferimento agli edifici a pannelli di parete a telaio leggero, eliminando dunque la distinzione presente nell'attuale versione delle NTC 2018 [1] fra "diaframmi incollati" e "diaframmi chiodati";
- la definizione, anche in CD "A", del fattore di comportamento per edifici a pannelli di tavole incollate a strati incrociati;
- la definizione di tipologie strutturali, e del relativo fattore di comportamento, non contenute nell'attuale versione delle NTC 2018 [1], quali: pannelli di parete tipo "Blockhaus"/"Loghouse"; pannelli di parete continui in altezza per almeno due piani; portali/telai con elementi di controvento diagonali collegati mediante giunti di carpenteria;
- la distinzione dei valori del fattore di comportamento per la tipologia strutturale portali/telai iperstatici a nodi semi-rigidi in funzione del numero di piani e del numero di campate.

L'attuale versione delle NTC 2018 [1] riporta, nella Tabella 7.3.II, i valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD (Fig. 4.2).

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

	q_0	
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5
Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5

Figura 4.2: Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento, estratto dalla Tab. 7.3.II delle NTC 2018 [1].

Di seguito si riporta la Tabella 4.3, contenente la proposta di revisione della Tabella di Fig. 4.2, relativamente alle costruzioni di legno, in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD.

Tabella 4.3: Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD (estratto relativo alle strutture di legno).

Costruzioni in legno		
Tipologia strutturale	CD “A”	CD “B”
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati*	3,2	2,3
Pannelli di parete a telaio leggero	4,0	2,5
Pannelli di parete tipo “Blockhaus”/“Loghouse”	N/A	2,0
Portali/telai iperstatici a nodi semi-rigidi		
- a piano singolo	3,3	2,1
- multi-piano, a campata singola	3,6	2,3
- multi-piano, multi-campata	3,9	2,5
Portali/telai isostatici, compresi portali/telai con elementi di controvento diagonali collegati mediante connettori a gambo cilindrico	-	2,0
Pannelli di parete continui in altezza per almeno due piani	-	2,3
Strutture cosiddette miste, ovvero portali/telai con elementi di controvento diagonali collegati mediante giunti di carpenteria e tamponature non portanti	-	2,0

Costruzioni in legno		
Tipologia strutturale	CD "A"	CD "B"
Portali/telai con elementi di controvento diagonali collegati mediante giunti di carpenteria	-	1,5
Archi a due o tre cerniere, portali a tre cerniere, strutture isostatiche in genere	-	1,5
Strutture reticolari di grande luce	-	1,5
*Tali prodotti sono usualmente denominati come pannelli XLam o CLT.		

4.3 MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE

Si è proposto di completare e meglio precisare i materiali e i collegamenti che possono essere utilizzati nelle zone definite come "dissipative" [23-33]. In particolare si è deciso di aggiornare la lista dei pannelli generalmente utilizzati come elementi di rivestimento e controventamento nelle pareti intelaiate, includendo cinque tipologie non contenute nell'attuale versione delle NTC 2018 [1]: i) pannelli di fibra di legno, ii) pannelli in gessofibra, iii) pannelli impiallacciati densificati, iv) pannelli in legno massiccio e v) pannelli di rivestimento in microlamellare. Quanto riportato di seguito fa riferimento al paragrafo 7.7.2 delle NTC 2018 [1]; anche i riferimenti ai paragrafi citati sono relativi alle attuali NTC 2018 [1].

"Si applica, per quanto riguarda il legno, quanto previsto al § 4.4; con riferimento alle altre parti strutturali, si applica quanto contenuto nel Capitolo 4 per gli altri materiali.

Qualora si faccia affidamento a comportamenti strutturali dissipativi (CD "A" o "B"), in mancanza di più precise valutazioni teoriche e sperimentali, si devono applicare le regole seguenti:

- a) *nelle zone considerate dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che garantiscono un adeguato comportamento di tipo oligociclico;*
- b) *le unioni incollate devono essere considerate, in generale, come non dissipative, a meno che non siano poste in serie con un elemento duttile applicando i criteri della progettazione in capacità;*
- c) *i nodi di carpenteria possono essere utilizzati solamente quando non presentano rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la disconnessione.*

Quanto richiesto nel precedente capoverso (a) può considerarsi soddisfatto se è rispettato quanto riportato nel successivo § 7.7.3.

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono rispettare le seguenti condizioni:

- a) i pannelli di particelle (UNI EN 312) devono avere spessore non inferiore a 12 mm e massa volumica caratteristica di almeno 550 kg/m³ in accordo a UNI EN 12369-1;*
- b) i pannelli di compensato strutturale (UNI EN 636) devono avere spessore non inferiore a 9 mm, essere composti da almeno 5 strati e avere una densità caratteristica di almeno 450 kg/m³;*
- c) i pannelli di fibra di legno devono essere conformi alla norma EN 622 (tutte le parti), avere uno spessore minimo di 12 mm e una densità caratteristica di almeno 550 kg/m³;*
- d) i pannelli di scaglie di legno (OSB) (UNI EN 300, parti 2, 3, 4) devono avere spessore non inferiore a 12 mm se disposti a coppia, non inferiore a 15 mm se disposti singolarmente, e devono avere una densità caratteristica di almeno 550 kg/m³;*
- e) i pannelli in gessofibra (EN 15283-2) devono avere uno spessore di almeno 12 mm;*
- f) i pannelli impiallacciati densificati (EN 61061-3-1) devono avere una densità caratteristica di almeno 1300 kg/m³;*
- g) i pannelli in legno massiccio (SWP) devono essere conformi alla norma EN 13353, avere almeno 3 strati e avere una densità caratteristica di almeno 400 kg/m³;*
- h) per i pannelli di rivestimento in microlamellare (LVL) è possibile utilizzare solo LVL-C conforme alla EN 14279 e EN 14374, con densità caratteristica di almeno 450 kg/m³.*

I mezzi di unione meccanici devono soddisfare i seguenti requisiti:

- a) i connettori a gambo cilindrico devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.7.8 delle presenti norme;*
- b) gli elementi di carpenteria metallica, realizzati in composizione anche saldata, devono rispettare le prescrizioni riportate nella presente normativa relativamente alle costruzioni di acciaio.”*

4.4 TIPOLOGIE STRUTTURALI, FATTORI DI COMPORTAMENTO, RAPPORTO DI DUTTILITÀ STATICA

Quanto proposto nella Tabella 4.3 dovrebbe essere completato con una puntuale indicazione delle tipologie strutturali, che nelle attuali NTC 2018 [1] non risultano sufficientemente precisate. Si propone, inoltre, di aggiungere le seguenti importanti tipologie strutturali “Pannelli di parete tipo Blockhaus”, “Pannelli di parete continui in altezza per almeno due piani”, “Portali/telai con elementi di controvento diagonali collegati mediante giunti di carpenteria” [34].

Si suggerisce quindi una possibile riorganizzazione del paragrafo 7.7.3, inserendo anche un nuovo sottoparagrafo. Necessariamente sarà da modificare la numerazione dell’attuale paragrafo 7.7.3.1.

Conseguentemente, si propone l’inserimento di due nuove tabelle nel paragrafo 7.7. COSTRUZIONI DI LEGNO, nel seguito denominate Tabella 4.4 e Tabella 4.5. Di particolare interesse si rivela la nuova Tabella 4.5, che precisa i valori minimi del rapporto di duttilità statica per le zone considerate dissipative, in funzione della tipologia strutturale, dell’elemento strutturale o collegamento dissipativo e del tipo di duttilità. A differenza di quanto contenuto nell’attuale versione delle NTC 2018 [1], dove i valori minimi del rapporto di duttilità statica per le zone considerate dissipative sono assunti uguali per tutte le tipologie di collegamenti e per tutte le tipologie strutturali (la distinzione avviene solo in relazione alla classe di duttilità), si propone di definire tali valori in relazione alle domanda di duttilità locale coerente con la capacità in duttilità globale della tipologia strutturale e delle relative zone dissipative (elemento strutturale o zone di collegamento). I valori proposti si basano su correlazioni ottenute mediante analisi numeriche non lineari in diversi studi scientifici finalizzati a correlare il fattore di comportamento di strutture multi-piano in legno alla duttilità locale delle zone dissipative [22, 34-38].

Di seguito si riporta quindi la proposta di riorganizzazione del paragrafo 7.7.3 “TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO”.

“In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, con riferimento a quanto definito nel § 7.2.2, le costruzioni di legno possono avere comportamento strutturale non dissipativo o comportamento strutturale dissipativo (CD“A” o CD“B”).

Nel caso di strutture con comportamento dissipativo, i collegamenti devono essere in grado di garantire una adeguata capacità, prevenendo rotture fragili mediante una puntuale applicazione dei principi della progettazione in capacità.


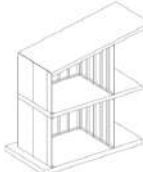

Nella Tabella sono riportati, per ciascuna classe di duttilità, i valori massimi del fattore di comportamento q_0 per le tipologie strutturali definite al punto 7.7.3.1. Nel caso in cui il controventamento della struttura sia affidato a materiali diversi (calcestruzzo armato, acciaio), si deve fare riferimento ai paragrafi corrispondenti della presente norma.

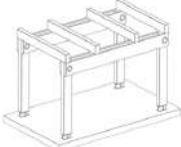
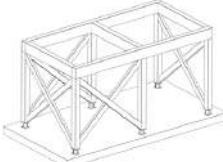


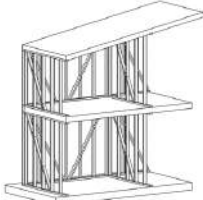


Qualora più tipologie strutturali, anche di materiali diversi, collaborino nella resistenza sismica (sistemi resistenti in parallelo), è possibile computare il contributo di entrambe le tipologie, purché nell'analisi sia adottato il fattore di comportamento con valore minore. In alternativa dovranno essere utilizzate analisi di tipo non lineare.

TIPOLOGIE STRUTTURALI

Gli edifici a struttura lignea devono essere classificati in accordo ad una delle seguenti tipologie strutturali.

Tabella 4.4: Tipologie strutturali.

Schema	Descrizione
	Pannelli di tavole incollate a strati incrociati (compensato di tavole o CLT)
	Pareti a telaio leggero
	Pannelli di parete tipo “Blockhaus”/”Loghouse”

Schema	Descrizione
	<p>Portali/telai iperstatici a nodi semi-rigidi</p> <ul style="list-style-type: none"> - a piano singolo - multi-piano, a campata singola - multi-piano, multi-campata
	<p>Portali/telai isostatici, compresi portali/telai con elementi di controvento diagonali collegati mediante connettori a gambo cilindrico</p>
	<p>Pannelli di parete continui in altezza per almeno due piani</p>
	<p>Strutture cosiddette miste, ovvero portali/telai con elementi di controvento diagonali collegati mediante giunti di carpenteria e tamponature non portanti</p>
	<p>Portali/telai con elementi di controvento diagonali collegati mediante giunti di carpenteria</p>
	<p>Archi a due o tre cerniere, portali a tre cerniere, strutture isostatiche in genere</p>
	<p>Strutture reticolari di grande luce</p>

Per edifici a struttura lignea non attribuibili a nessuna delle tipologie strutturali precedenti, qualora si scelga di adottare un comportamento strutturale dissipativo, il valore appropriato del fattore di comportamento q dovrà essere determinato mediante analisi non lineari, effettuate utilizzando per le zone dissipative i risultati di test sperimentali.

PRECISAZIONI

Le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari al valore riportato in Tabella per la tipologia strutturale corrispondente, senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

Le disposizioni di cui al precedente capoverso possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si rispettano le seguenti prescrizioni:

- a) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di $10d$;
- b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il diametro d dei chiodi non è superiore a 3,1 mm e il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a $4d$.

Qualora alcune o tutte le precedenti prescrizioni non siano rispettate, ma sia almeno assicurato lo spessore minimo degli elementi collegati pari, rispettivamente, a $8d$ per il caso a) e a $3d$ per il caso b), le zone dissipative saranno da considerare in classe di duttilità CD “B”.

In alternativa alle prescrizioni di cui sopra, per le zone dissipative di classe CD “B”, i collegamenti meccanici a gambo cilindrico possono essere progettati per garantire lo sviluppo di almeno una cerniera plastica nel gambo dei connettori metallici in accordo ai meccanismi di collasso riportati nelle normative e documenti tecnici di comprovata validità di cui al Capitolo 12. Particolare attenzione dovrà essere rivolta a impedire rotture fragili tipo fessure da spacco longitudinale, espulsione di tasselli di legno, rotture a taglio e a trazione del materiale base.”

Tabella 4.5: Valori minimi del rapporto di duttilità statica per le zone considerate dissipative.

Tipologia strutturale	Elemento strutturale o collegamento dissipativo	Tipo di duttilità	μ CD B	μ CD A
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati	Pareti	Spostamento	1,5	2,5
	Hold-down, tie-down, angolari metallici, elementi progettati per trasferire il taglio della parete	Spostamento	1,5	1,5
	Giunti verticali nelle pareti segmentate	Spostamento	-	5,5
Pannelli di parete a telaio leggero	Pareti	Spostamento	2,2	3,5
	Collegamenti (chiodi/viti/cambrette)	Spostamento	3,5	5,5
Pannelli di parete tipo "Blockhaus"/"Loghouse"	Pareti	Spostamento	1,4	-
Portali/telai iperstatici a nodi semi-rigidi - a piano singolo - multi-piano, a campata singola - multi-piano, multi-campata	Portali	Spostamento	2,0	3,0
	Giunti trave-colonna	Rotazionale	4,0	7,0
Portali/telai isostatici, compresi portali/telai con elementi di controvento diagonali collegati mediante connettori a gambo cilindrico	Telaio controventato	Spostamento	1,4	-
Pannelli di parete continui in altezza per almeno due piani	Pareti	Spostamento	2,0	-
Strutture cosiddette miste, ovvero portali/telai con elementi di controvento diagonali collegati mediante giunti di carpenteria e tamponature non portanti	Pareti	Spostamento	1,4	-
Nota - I valori forniti si riferiscono alla duttilità dell'elemento strutturale, tenendo conto della duttilità di tutte le singole connessioni e componenti.				

4.5 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

Le attuali NTC 2018 [1] riportano un apposito paragrafo 11.7.6 dedicato a “Altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale”, che richiama tutti i prodotti a base legno e per uso strutturale non ricompresi negli altri paragrafi del capitolo 11.7. Al riguardo, sarebbe opportuno includere opportune indicazioni sui coefficienti di sicurezza necessari che i progettisti dovranno considerare per le verifiche agli Stati Limite. Si riporta di seguito l’intero paragrafo 11.7.6 “ALTRI PRODOTTI DERIVATI DAL LEGNO PER USO STRUTTURALE” con una possibile proposta di integrazione.

“Per gli altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale per i quali non è applicabile una norma europea armonizzata di cui al punto A del § 11.1 o non è applicabile quanto specificato al punto B del medesimo § 11.1, si applica quanto riportato al punto C del paragrafo 11.1 della presente norma.

In assenza di più precise disposizioni, i valori del coefficiente parziale di sicurezza γ_M per le proprietà dei materiali nonché dei coefficienti k_{mod} e k_{def} che tengono conto dell’effetto della durata del carico e dell’umidità degli elementi lignei sui parametri di resistenza e di rigidezza dovranno essere stabiliti in accordo a quanto indicato nelle Tabelle 4.4.III, 4.4.IV e 4.4.V, scegliendo il prodotto più affine a quello utilizzato.”

4.6 CIRCOLARE APPLICATIVA C.7.7.3

A seguito della proposta di revisione del capitolo 7.7.3 delle NTC 2018 [1], si suggeriscono alcune modifiche al paragrafo C.7.7.3 “TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO” della Circolare applicativa n.7 del C.S.LL.PP. [2].

“Nella Tab. 7.3.II (*ora modificata come da Tabella 4.3 precedentemente riportata*) delle NTC 2018 sono riportati i valori massimi del fattore di comportamento per alcuni esempi di tipologie strutturali.

Qualora più tipologie strutturali, anche di materiali diversi, collaborino nella resistenza sismica (sistemi resistenti in parallelo) è possibile computare il contributo di entrambe le tipologie, purché nell’analisi sia adottato il fattore di comportamento con valore minore. In alternativa, dovranno essere utilizzate analisi di tipo non lineare.

È consentito realizzare una struttura in legno che sormonti una struttura realizzata con altra tipologia di materiale (calcestruzzo armato, muratura, acciaio, ecc.). In particolare, qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato con pareti di calcestruzzo armato, esso può essere assimilato a struttura di fondazione dei sovrastanti piani in legno, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni.

In generale, nel caso in cui la sottostruttura possa essere considerata rigida rispetto alla sovrastruttura in legno, progettata come dissipativa, l'analisi delle azioni sulla sovrastruttura in legno può essere eseguita indipendentemente dalla sottostruttura, utilizzando i fattori di struttura nella Tabella 7.3.II (*ora modificata come da Tabella 4.3*) delle NTC 2018 relativi alle strutture in legno. In tal caso è necessario progettare la sottostruttura sovraresistente al fine di evitare possibili meccanismi di collasso di piano debole.

Qualora nella Tabella 7.3.II (*ora modificata come da Tabella 4.3*) non sia indicato uno specifico valore per la CD" A", le relative tipologie strutturali possono essere progettate solo in classe di duttilità bassa CD"B".”

4.7 RINGRAZIAMENTI

L'autore ringrazia le Unità di Ricerca e i relativi coordinatori, riportati nella Tabella 4.1, che hanno svolto le attività del WP13 del Progetto DPC-ReLUIS 2022-24. Ringrazia inoltre i coordinatori dei cinque Task nei quali si è articolato il progetto, Beatrice Faggiano, Massimo Fragiaco, Ivan Giongo, Alessandra Gubana e Antonino Morassi, per il loro rilevante contributo alle attività di coordinamento e di ricerca. Ringrazia, inoltre, Daniele Casagrande che ha contribuito significativamente alla redazione del presente capitolo sulle Costruzioni in Legno.

4.8 BIBLIOGRAFIA

- [1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», Decreto Ministeriale 17/1/2018
- [2] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. CIRCOLARE 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

- [3] Fragiaco, M., Dujic, B., Sustersic, I. (2011). Elastic and ductile design of multi-storey crosslam massive wooden buildings under seismic actions. *Engineering Structures, Special Issue on Timber Structures*, 33(11), pp. 3043-3053
- [4] Jorissen, A., Fragiaco, M. (2011). General notes on ductility in timber structures. *Engineering Structures*, 33(11), pp. 2987-2997
- [5] Sustersic, I., Fragiaco, M., Dujic, B. (2016). Seismic analysis of cross-laminated multistory timber buildings using code-prescribed methods: influence of panel size, connection ductility, and schematization. *ASCE Journal of Structural Engineering, Special issue on Seismic Resistant Timber Structures*, 142(4), E4015012, 15 pp.
- [6] Schick, M., Vogt, T., Seim, W. (2013). Connection and anchoring for wall and slab elements in seismic design. *Proceedings of the 46th CIB-W18-Meeting*, paper 46-15-4. Vancouver, Canada, 2013
- [7] Gavric, I., Fragiaco, M., Ceccotti, A. (2015b). Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross laminated (CLT) structures. *Materials and Structures*, 48(6), pp. 1841-1857
- [8] Gavric, I., Fragiaco, M., Ceccotti, A. (2015c). Cyclic behaviour of typical screwed connections for cross laminated (CLT) structures. *European Journal of Wood and Wood Products*, 73(2), pp. 179-19
- [9] Izzi, M., Casagrande, D., Bezzi, S., Pasca, D., Follesa, M., Tomasi, R. (2018). Seismic behaviour of Cross-Laminated Timber structures: A state-of-the-art review. *Engineering Structures*, 170, pp. 42-52
- [10] Ottenhaus LM, Li M, Smith T, Quenneville P (2017) Overstrength of dowelled CLT connections under monotonic and cyclic loading. *Bulletin of Earthquake Engineering* 1:1–21. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0221-8>
- [11] Izzi M, Flatscher G, Fragiaco M, Schickhofer G (2016) Experimental investigations and design provisions of steel-to-timber joints with annular-ringed shank nails for cross-laminated timber structures. *Constr Build Mater* 122:446–457
- [12] Seim W., Shick M. (2018). Over-strength assessment for timber connections and wall elements—comparison of different approaches. In: *Proceedings of World Conference on Timber Engineering 2018, WCTE 2018*, Seoul
- [13] Casagrande D., Doudak G., Polastri A. (2019). A proposal for the capacity-design at wall and building-level in light-frame and cross-laminated timber buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering* vol. 17 (6) 3139–3167, <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00578-4>
- [14] Ceccotti A., Follesa M. (2006). Seismic behaviour of multi-storey XLam buildings. In: *COST Action E29, International Workshop - Earthquake Engineering on Timber Structures*, pp. 81-95, Coimbra, Portugal
- [15] Ceccotti A., Follesa M., Lauriola M.P. (2007). Quale fattore di struttura per gli edifici multipiano a struttura di legno con pannelli a strati incrociati? *XII Convegno ANIDIS L'ingegneria sismica in Italia*, Pisa 2007
- [16] Pozza L., Scotta R., Trutalli D., Ceccotti A., Polastri A. (2013). A non-linear numerical model for the assessment of the seismic behaviour and ductility factor of X-Lam timber structures. *Proceedings of the International Symposium on Timber Structures, Istanbul, Turkey, 2009*, pp 151–162
- [17] Sustersic I., Fragiaco M., Dujic B. (2016). Seismic analysis of cross-laminated multistory timber buildings using code-prescribed methods: influence of panel size, connection ductility, and schematization. *ASCE Journal of Structural Engineering, Special issue on Seismic Resistant Timber Structures*, 142(4), E4015012, 15 pp.

- [18] Pozza L, Trutalli D. (2017). An analytical formulation of q-factor for mid-rise CLT buildings based on parametric numerical analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5), pp. 2015-2033
- [19] Schwendner S., Hummel J., Seim W. (2018). Evaluation of the behaviour factor q for Light-Frame buildings-A comparative study. *World Conference on Timber Engineering (WCTE)*, Seoul, Republic of Korea; 2018
- [20] Campos Costa A., Candeias P. X., Piazza M., Tomasi R., Grossi P. (2013). Seismic performance of multi-storey timber buildings - RubnerHaus building -- Final Report. SERIES. Work Package (WP9-TA5 LNEC)
- [21] Leijten A.J.M. (1998). *Densified veneer wood reinforced timber connections with expanded tube fasteners*. Doctoral Thesis. Delft University Press: the Netherlands
- [22] Rossi S., Giongo I., Casagrande D., Tomasi R., Piazza M. (2019). Evaluation of the displacement ductility for the seismic design of light-frame wood buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(9), pp. 5313-5338
- [23] Casagrande D., Bezzi S., D'Arenzo G., Schwendner S., Polastri A., Seim W., Piazza M. (2020). A methodology to determine the seismic low-cycle fatigue strength of timber connections, *Construction and Building Materials*, 231, 2020
- [24] Casagrande D., Grossi P., Tomasi R. (2016a). Shake table tests on a full-scale timber-frame building with gypsum fibre boards. *European Journal of Wood and Wood Products*, 74(3), pp. 425-442
- [25] Becker K., Zeitter H. (1992). *Harmonisierung europäischer Baubestimmungen – Bauwerke in Erdbebengebieten. Holzbau – Theoretische und experimentelle Untersuchungen für die Anwendung des EC 8. T 2451/1. Technischer Bericht, TU Darmstadt (in German)*
- [26] Gattesco N., Dudine A., Franceschinis R. (2012). Experimental investigation on the seismic behaviour of timber shear walls with particle boards. *World Conference on Timber Engineering (WCTE)*, Auckland, New Zealand; 2012
- [27] Vogt T. (2014). *Entwicklung eines Berechnungsmodells zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holzrahmenwänden unter Berücksichtigung lokaler Effekte*. Ph.D. Thesis, University of Kassel (in German)
- [28] Germano F., Metelli G., Giuriani E. (2015). Experimental results on the role of sheathing-to-frame and base connections of a European timber framed shear wall. *Construction and Building Materials*, 80(2015), pp. 315–328
- [29] Karacabeyli E., Ceccotti A. (1998). Nailed wood-frame shearwalls for seismic loads, test results and design considerations. *Proceedings of the Structural Engineers World Congress (SEWC)*, San Francisco, USA, 1996. Paper Reference T207-6
- [30] Ceccotti A., Karacabeyli E. (2002). Validation of seismic design parameters for wood-frame shearwall systems. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29(3), pp. 484-498
- [31] Sartori T., Tomasi R. (2013). Experimental investigation on sheathing-to-framing connections in wood shear walls. *Engineering Structures*, 56, pp. 2197-2205
- [32] Tomasi R., Sartori T., Casagrande D., Piazza M. (2015a). Shaking table testing of a full-scale prefabricated three-story timber-frame building. *Journal of Earthquake Engineering*, 19(3), pp. 505-534
- [33] Tomasi R., Casagrande D., Grossi P., Sartori T. (2015b). Shaking table tests on a three-storey timber building. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings*, 168(11), pp. 853-867
- [34] Follsea M., Fragiaco M., Casagrande D., Tomasi R., Piazza M., Vassallo D., Canetti D.,

- Rossi S. (2018). The new provisions for the seismic design of timber buildings in Europe. *Engineering Structures*, 168(2018), pp. 736–747
- [35] Bedon C., Fragiaco M., Amadio C., Sadoch C. (2015a). Experimental study and numerical investigation of “Blockhaus” shear walls subjected to in-plane seismic loads. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 141(4), 11 pp., 04014118
- [36] Wrzesniak D., Rinaldin G., Fragiaco M., Amadio C. (2013). Proposal for the q-factor of moment-resisting timber frames with high ductility dowel connectors. *Proceedings of the 46th CIB-W18-Meeting*, paper 46-15-6. Vancouver, Canada, 2013, pp. 339-351
- [37] Jockwer R., Jorissen A. (2018). Load-deformation behaviour and stiffness of lateral connections with multiple dowel type fasteners. *Proceedings of Meeting 51 of the International Network on Timber Engineering Research (INTER)*, 13-16 August 2018, Tallinn, Estonia, Edited by R. Görlacher, paper No. 51-07–7
- [38] CSA, 2019. *CSA O86; Engineering Design in Wood*. CSA, Mississauga, Ontario, Canada

5

Costruzioni in muratura

Guido Magenes

5.1 INTRODUZIONE

Il WP10 “Strutture in muratura” ha visto la partecipazione di diciassette Unità di Ricerca, riportate nella seguente Tabella 5.1.

Tabella 5.1: Unità di Ricerca coinvolte nel WP10.

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
UNIBO	Stefano De Miranda	Università di Bologna – DICAM
UNIBS	Marco Preti	Università di Brescia – DICATAM
UNICT	Ivo Calì	Università di Catania – DICAR
UNICH	Guido Camata	Università di Chieti – INGEO
UNIGE-a	Sergio Lagomarsino	Università di Genova – DICCA
UNIGE-b	Serena Cattari	Università di Genova – DICCA
POLIMI	Gabriele Milani	Politecnico di Milano – ABC
UNINA-a	Paolo Ricci	Università di Napoli “Federico II” – DIST
UNINA-b	Giuseppe Brandonisio	Università di Napoli “Federico II” – DIST

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
UNINA-c	Fulvio Parisi	Università di Napoli “Federico II” – DIST
UNINA-d	Antonio De Luca	Università di Napoli “Federico II” – DIST
UNIPA	Liborio Cavaleri	Università di Palermo – INGEGNERIA
UNIPD	Francesca da Porto	Università di Padova - GEOSCIENZE
UNIPV-a	Guido Magenes (coordinatore WP) Gabriele Guerrini	Università di Pavia – DICAr
UNIPV-b	Andrea Penna Francesco Graziotti	Università di Pavia – DICAr
UNIRM1	Luigi Sorrentino	Università di Roma “La Sapienza” – DISG
POLITO	Fabio Di Trapani	Politecnico di Torino – DISEG

Il lavoro del WP è stato orientato ai seguenti obiettivi.

1. Validazione e sviluppo dei modelli di capacità locali e globali per la definizione degli stati limite, definiti in funzione del metodo di analisi (lineare, non lineare, statico, dinamico), tenendo conto delle incertezze.
2. Analisi e verifica dei sistemi complessi (unità in aggregato, complessi edilizi di grande estensione, strutture miste in muratura ed altre tecnologie) e predisposizione di casi studio/esempi di riferimento.
3. Studi di validazione/confronto degli strumenti software (codici di calcolo) per l'applicazione dei metodi di verifica da norma (supporto al §10.2 delle NTC 2018).
4. Studi sul problema della verifica della sicurezza con riferimento alla componente verticale per le costruzioni in muratura e predisposizione di eventuali proposte di aggiornamento normativo.

Sono stati quindi definiti quattro task, associati a ciascuno degli obiettivi sopra elencati, nell'ambito dei quali si sono svolte le attività delle diverse UR:

- il task 10.1 Modelli di capacità locali e globali per la definizione degli stati limite, definiti in funzione del metodo di analisi, a sua volta suddiviso in due subtask, uno dedicato alla muratura strutturale, subtask 10.1.1, e uno dedicato alla muratura non strutturale subtask 10.1.2;

- il task 10.2 Analisi e verifica di sistemi complessi;
- il task 10.3 Validazione/confronto strumenti software per l'applicazione dei metodi di verifica da norma;
- il task 10.4 Influenza della componente verticale sulla sicurezza sismica delle strutture in muratura.

Per alcuni task i risultati si sono limitati allo sviluppo di casi studio ragionati, con l'obiettivo di costituire una raccolta di possibili riferimenti per i progettisti. È il caso del task 10.2 dedicato allo studio e alla verifica sismica dei sistemi complessi, quali le unità edilizie inserite in aggregati, in cui la complessità del problema e la grande varietà delle casistiche rende difficile lo sviluppo di indicazioni specifiche di validità sufficientemente generale e per cui le norme tecniche danno, per il momento a ragione, indicazioni piuttosto generiche.

Per altri task si è riusciti a sviluppare dei documenti sotto forma di linee guida piuttosto ricche ed articolate, che si pongono come complemento alla normativa per illustrare approcci operativi e fornire riferimenti ad un livello di dettaglio e approfondimento non possibili per le Norme Tecniche. È il caso del task 10.1.2 dedicato ai modelli di capacità per la muratura non strutturale, in cui si sono sviluppate delle Linee Guida per la progettazione e verifica sismica di tamponature in muratura in edifici in c.a. [1], o il caso del task 10.3 dedicato alla validazione/confronto degli strumenti software per l'applicazione dei metodi di verifica da norma, nel quale sono state sviluppate delle linee guida per l'uso dei software di calcolo per la verifica sismica degli edifici in muratura [2], corredati da numerosi esempi di riferimento riproducibili. Da alcuni di questi documenti è tuttavia anche possibile trarre alcune indicazioni per un aggiornamento delle norme tecniche, come verrà riportato nel seguito.

5.2 MODELLI DI CAPACITÀ PER LA DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE – MURATURA STRUTTURALE

Le indicazioni normative scaturite dal subtask 10.1.1 riguardano:

- i. l'aggiornamento delle capacità deformative per azioni nel piano delle diverse tipologie di muratura non armata e i conseguenti valori di fattore di struttura q da utilizzare per la verifica mediante analisi lineare;
- ii. l'individuazione di alcuni chiarimenti e precisazioni necessari per la verifica dei meccanismi locali.

Il punto i) interessa le parti 7.3.1 e 7.8 del capitolo 7 delle attuali NTC 2018 [3], e C8.5.5.1 e C8.7.1.3 della Circolare [4]. Il punto ii) interessa la parte C8.7.1.2 della Circolare. In aggiunta a quanto specificamente sviluppato in questo WP e descritto in questo capitolo, si ritiene opportuno sottolineare come il nuovo Eurocodice 8 parte 3 dedicato alle strutture esistenti [5] sia stato redatto attingendo e ulteriormente sviluppando criteri di capacità per le strutture in muratura presenti nelle norme italiane (NTC 2018 [3] e Circolare [4]), per cui una revisione delle NTC 2018 potrà utilmente fare riferimento al nuovo testo della norma europea.

5.2.1 Capacità deformative per azioni nel piano dei pannelli murari e valori del fattore di struttura

Le proposte si basano sul riesame, eseguito anche in collaborazione con altri ricercatori europei, delle basi di dati sperimentali ottenuti da prove cicliche nel piano di pareti murarie con diverse condizioni al contorno [6], [7] e [8]. Tale riesame è stato di supporto alla redazione del nuovo Eurocodice 8 parte 1-2 [9] e prevede la definizione di valori mediani delle capacità di rotazione della corda (differenziate per tipologia muraria) e di coefficienti parziali di sicurezza da applicare nel procedimento di verifica in spostamento tramite analisi nonlineare, dipendenti dalla dispersione delle capacità e dalla probabilità accettata di fallimento per lo stato limite considerato. Tale riesame comporta anche una nuova quantificazione del fattore di comportamento (o di struttura) q_D concorrente a definire il fattore di struttura q complessivo secondo il nuovo EC8 (a meno dei coefficienti legati alla regolarità in elevazione o in pianta):

$$q = q_D q_S q_R \quad (5.1)$$

dove q_D è il fattore legato alla capacità di deformazione anelastica e di dissipazione di energia complessiva della struttura, q_R è il fattore di sovrarresistenza dovuto all'iperstaticità e capacità di redistribuzione delle forze internamente alla struttura una volta uscita dal campo pseudoelastico, assimilabile concettualmente al rapporto α_u/α_1 delle NTC 2018 [3] (§7.31), e q_S è il fattore legato a tutte le altre fonti di sovrarresistenza non modellate esplicitamente.

La valutazione di q_D è stata fatta a valle della quantificazione delle capacità deformative dei setti murari su base sperimentale, e sulla base della relazione tra

capacità deformative locali e fattori di struttura q_D calcolati da analisi statiche non lineari su numerose configurazioni di edifici [5],[10].

La capacità deformativa locale dei singoli pannelli murari, in termini di rotazione della corda θ , allo SLC (collasso, o NC, near collapse secondo la terminologia EC8) è stata convenzionalmente e conservativamente presa come il valore corrispondente ad un degrado post-picco di taglio resistente del 20% in prove cicliche (per quanto alcuni autori ritengono tale condizione più prossima al danno severo che al collasso [5]). I valori mediani di capacità deformativa proposti relativi ad una rottura per taglio in condizioni di vincolo tipo doppio incastro ($\psi = h_0/h = 0,5$, dove h è l'altezza del pannello e h_0 è la luce di taglio ovvero la distanza dall'incastro di base della sezione a momento nullo) ottenuti nello studio e proposti nella nuova prEN1998-1-2 [9], Tabella 5.2, risultano prossimi (a volte inferiori, a volte superiori a seconda della tipologia di muratura) ai valori di progetto attualmente proposti nelle NTC 2018 ($\theta_{NC} = 0,5\%$, §7.8.2.2.2 e § C8.7.1.3.1.1). In base agli studi condotti (in particolare [7]), la capacità di rotazione è tuttavia influenzata dal rapporto ψ , e nella nuova prEN1998-1-2 la capacità di rotazione del singolo pannello, nel caso di rottura per taglio, va incrementata rispetto ai valori tabellati mediante un fattore moltiplicativo proporzionale a ψ , senza tuttavia la possibilità di superare il valore limite di 1,35%. La capacità di rotazione allo SLV (danno severo, SD, per la prEN1998-1-2, θ_{SD}) viene assunta convenzionalmente pari a $2/3 \theta_{NC}$.

I valori mediani raccomandati di capacità di rotazione della corda per le diverse tipologie murarie risultano quindi come indicato nella seconda e terza colonna della Tabella 5.2. Sulla base della dispersione dei dati sperimentali, sono stati stimati i valori di coefficiente parziale di affidabilità da applicare alla capacità di spostamento della struttura (sulla curva di capacità ottenuta da analisi pushover), associati ai diversi stati limite ultimi [11]. Tali coefficienti dipendono, oltre che dalla dispersione della capacità in spostamento, dall'azione sismica e dalla probabilità accettata di fallimento per lo stato limite considerato; nelle ultime due colonne della Tabella 5.2 sono riportati i valori proposti per il caso di azione sismica corrispondente alla probabilità di superamento del 10% in 50 anni per SD, e al caso di azione sismica corrispondente alla probabilità di superamento del 3% in 50 anni per NC. Altri valori dei coefficienti possono essere valutati per diversi valori di probabilità di superamento dell'azione sismica [12]. Come conseguenza dell'applicazione dei coefficienti parziali di affidabilità alla capacità di spostamento della struttura, calcolata utilizzando in un

modello nonlineare i valori mediani delle capacità dei pannelli, la verifica secondo il nuovo Eurocodice 8 risulta evidentemente più cautelativa della verifica secondo le NTC 2018 [3]. L'Eurocodice specifica che, per tipologie diverse da quelle della Tabella 5.2, i valori di capacità dovranno essere basati su prove sperimentali.

Tabella 5.2: Valori mediani di capacità di rotazione della corda e coefficienti parziali di affidabilità di riduzione della capacità proposti per la verifica in spostamento di pannelli in muratura ordinaria (condizioni di doppio incastro) [9].

Tipologia di elementi murari utilizzati	θ a SLV, 50mo percentile [%]	θ a CO, 50mo percentile [%]	$\gamma_{RD,SD}$	$\gamma_{RD,NC}$
Laterizio, Gruppo 2	0,3	0,45	1,50	1,80
Laterizio, Gruppo 1 e 1s	0,45	0,68	1,75	2,20
Silicato di calcio (pieni o con fori)	0,28	0,42	1,75	2,20
Calcestruzzo areato autoclavato, Gruppo 1 e 1s	0,38	0,57	1,75	2,20
Calcestruzzo vibrocompresso con inerti leggeri, Gruppo 1	0,3	0,45	1,75	2,20

I fattori di struttura proposti, secondo l'impostazione dell'Eurocodice 8 parte 1-2, sono presentati in Tabella 5.3. In essa sono elencati i diversi valori dei fattori di struttura q_R e q_D per diverse tipologie di muratura e di configurazione strutturale. Il valore del coefficiente q_S è assunto pari a 1,5 in tutti i casi [13]. L'Eurocodice 8 pone dei limiti superiori al valore del fattore di struttura complessivo q risultante dal prodotto delle tre componenti secondo l'equazione 5.1. Tali limiti sono riportati nell'ultima colonna della Tabella 5.3.

Tabella 5.3: Valori proposti dei fattori di comportamento q_R e q_D per le diverse tipologie di muratura e di configurazione strutturale. Il valore del fattore q_S è assunto pari a 1.5 in tutti i casi.

Configurazione strutturale nella direzione del sisma	q_R	Tipologia	q_D	q
	1,4	Muratura non armata, elementi in laterizio Gruppo 2 (generale)	1,2	2,6
	1,4	Muratura non armata, elementi in silicato di calcio (pieni o con fori) ed	1,0	2,2

Configurazione strutturale nella direzione del sisma	q_R	Tipologia	q_D	q
Almeno 6 muri di diversa lunghezza con un significativo accoppiamento flessionale		elementi in calcetruzzo vibrocompressso con inerti leggeri		
	1,4	Muratura non armata, elementi in AAC (elementi Gruppo 1 e 1s)	1,4	2,8
	1,4	Muratura non armata, elementi in laterizio Gr 1 e 1s	1,6	2,8
	1,4	Muratura non armata, elementi in pietra naturale squadrate	1,6	2,8
	1,4	Muratura confinata (generale)	1,65	3,4
	1,4	Muratura armata ^a	1,8	3,8
Almeno 6 muri di diversa lunghezza senza un significativo accoppiamento flessionale, o almeno 4 muri con significativo accoppiamento flessionale	1,2	Muratura non armata, elementi in laterizio Gruppo 2 (generale)	1,2	2,1
	1,2	Muratura non armata, elementi in silicato di calcio (pieni o con fori) ed elementi in calcetruzzo vibrocompressso con inerti leggeri	1,0	1,8
	1,2	Muratura non armata, elementi in AAC (elementi Gruppo 1 e 1s)	1,4	2,5
	1,2	Muratura non armata, elementi in laterizio Gr 1 e 1s	1,6	2,8
	1,2	Muratura non armata, elementi in pietra naturale squadrate	1,6	2,8
	1,2	Muratura confinata (generale)	1,65	2,9
	1,2	Muratura armata ^a	1,8	3,2
Meno di 6 muri di diversa lunghezza, senza un significativo accoppiamento flessionale;	1,0	Muratura non armata, elementi in laterizio Gruppo 2 (generale)	1,2	1,8
	1,0	Muratura non armata, elementi in silicato di calcio (pieni o con fori) ed elementi in calcetruzzo vibrocompressso con inerti leggeri	1,0	1,5
	1,0	Muratura non armata, elementi in AAC (elementi Gruppo 1 e 1s)	1,4	2,1
	1,0	Muratura non armata, elementi in laterizio Gr 1 e 1s	1,6	2,4
	1,0	Muratura non armata, elementi in pietra naturale squadrate	1,6	2,4
	1,0	Muratura confinata (generale)	1,65	2,5

Configurazione strutturale nella direzione del sisma	q_R	Tipologia	q_D	q
	1,0	Muratura armata ^a	1,8	2,7
Edifici con diaframmi deformabili nel piano	1,0	Muratura confinata	1,35	2,0
	1,0	Muratura armata	1,6	2,4
	1,0	Muratura non armata	1,0	1,5

^a I valori di q_D e q per la muratura armata sono validi per elementi in laterizio o calcestruzzo ad inerti normali o leggeri, con giunti di malta normali e riempiti (orizzontali e verticali). I valori di q_D e q per murature armate di altro tipo vanno valutati in base alla capacità deformativa ottenuta da prove sperimentali.

5.2.2 Capacità per azioni fuori dal piano e verifica dei meccanismi locali

Nel corso del lavoro svolto è emerso che alcune apparenti incongruenze nelle metodologie di verifica dei meccanismi locali presentati nella Circolare al §C8.7.1.2.1 sono da ricondursi in realtà a diverse interpretazioni o a specificazioni non riportate nel testo del documento, che necessita quindi di qualche chiarimento.

Una prima necessaria precisazione certamente riguarda le formule [C7.2.6] e [C7.2.9], utilizzate per la definizione della domanda (spettri di piano) dove il risultato è corretto se lo smorzamento ξ_k viene introdotto con il valore numerico (cioè ad esempio 0,05 nel caso di smorzamento del 5%). La formula [C7.2.7], invece, dà risultati corretti se lo smorzamento viene inserito come percentuale (ad es. 5 per uno smorzamento pari al 5%). Per ristabilire la coerenza dei risultati, nel caso si opti per l'inserimento dello smorzamento come valore numerico, il coefficiente 0,0004 della formula [C7.2.7] deve essere corretto in 4.

Una seconda necessaria precisazione/chiarimento riguarda la modalità di utilizzo del coefficiente amplificativo $S=S_S \cdot S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito nelle verifiche previste al §C8.7.1.2.1.5 *Verifica dello Stato Limite di Danno del meccanismo*

locale e al §C8.7.1.2.1.7 *Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q* (analisi cinematica lineare). Andrebbe indicata nella Circolare la necessità di introdurre il coefficiente S nell'uso delle equazioni [C8.7.1.8] e [C8.7.1.9] in combinazione con le equazioni [C7.2.8] e [C7.2.5], e nell'uso delle [C7.2.11] e [C7.2.5].

Infine, si è rilevato che nella verifica dei meccanismi mediante l'approccio cinematico non lineare, la Circolare non dà indicazioni che potrebbero essere utili in merito ai criteri di scelta del meccanismo che governa la verifica. Per un determinato meccanismo, la verifica allo SLC o allo SLV viene svolta in termini di confronto tra capacità di spostamento e domanda di spostamento. Tuttavia, l'accelerazione di attivazione del meccanismo è dettata dalla capacità in forza del meccanismo stesso, e il meccanismo che si attiverà sarà quello caratterizzato dal minor rapporto capacità/domanda per attivare il meccanismo. Ciò comporta che considerando due possibili meccanismi, per determinare quale dei due sia quello che governa la capacità allo SLV o SLC non ci si può basare esclusivamente sul confronto tra capacità e domanda in spostamento a collasso, ma è necessario considerare la capacità in accelerazione di prima attivazione dei due meccanismi. Questa constatazione non comporta necessariamente una modifica del testo normativo, ma potrebbe essere utile integrare il testo nella Circolare nel §C8.7.1 per portare il concetto all'attenzione dei progettisti.

5.3 MODELLI DI CAPACITÀ PER LA DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE – MURATURA NON STRUTTURALE

Le indicazioni normative scaturite dal subtask 10.1.2 riguardano i criteri di verifica sismica degli edifici intelaiati in c.a. con tamponature in muratura. Il lavoro svolto ha consentito la predisposizione delle “Linee Guida per la progettazione e verifica sismica di tamponature in muratura all'interno di edifici in c.a.” vers. 4.0 [1], da cui è possibile estrarre alcune indicazioni per una possibile revisione delle Norme Tecniche, in linea con quanto proposto anche nel nuovo testo della prEN1998-1-2 [9]. I principali punti possono essere descritti come segue.

5.3.1 Criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica

Il § 7.2.6 delle NTC 2018 [3] riporta indicazioni sui criteri di modellazione della struttura. In particolare, in riferimento agli elementi non strutturali non appositamente progettati come collaboranti (quali tamponature e tramezzi) si riferisce che essi possono essere rappresentati unicamente in termini di massa e che il loro contributo in termini di rigidità e resistenza sarà considerato solo qualora abbia effetti negativi ai

fini della sicurezza. Non vengono date ulteriori indicazioni nella Circolare. Le Linee Guida [1] riportano diversi possibili approcci alla modellazione della resistenza e rigidezza delle tamponature soggette ad azioni nel piano [14],[15],[16]; una versione semplificata di modello a bielle concentriche (trilineare) sviluppato in [14] è stata tra l'altro recepita nella prEN1998-3 §11.3.4 [5].

Sempre relativamente alla modellazione dell'effetto delle tamponature sulla risposta della struttura, un criterio semplificato per la valutazione degli spostamenti interpiano partendo dai risultati ottenuti sulla struttura nuda (senza modellazione esplicita delle tamponature), sviluppato in [17], è stato riportato nelle Linee Guida al §4.1.2 ed è stato recepito nell'Annex K (informativo) del nuovo EC8 parte 1-2 [9].

5.3.2 Criteri di verifica sugli spostamenti della struttura

Relativamente ai criteri di verifica, nel §7.3.6 delle NTC 2018 [3] (*Rispetto dei requisiti nei confronti dei diversi Stati Limite*), le tamponature entrano in gioco sia nel §7.3.6.1 *Elementi strutturali (ST)* che nel §7.3.6.2 *Elementi non strutturali (NS)*. Le prescrizioni riportate nel §7.3.6.1 sotto il titolo *Verifiche di rigidezza* hanno l'obiettivo di evitare che la deformazione degli elementi strutturali produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. L'obiettivo è verificato se sono rispettate le equazioni [7.3.11a], [7.3.11b] e [7.3.12], in cui ci si riferisce allo SLD. A partire dal lavoro svolto nel progetto DPC ReLUIS, le Linee Guida [1] al §4.2 prevedono dei limiti di spostamento derivati dall'esame di un ampio database sperimentale [18],[19], differenziati in base alle diverse tipologie di tamponature. Valori sostanzialmente simili sono stati recepiti nel §7.4.2.1 dell'Eurocodice 8 – parte 1-2 [9], e potrebbero essere recepiti anche nelle nuove Norme Tecniche italiane. In aggiunta a ciò il nuovo EC8, sempre sulla base dei dati sperimentali riporta anche limiti di spostamento interpiano per lo stato limite di operatività (OP) e di Danno Severo (DS) (quando richiesti nelle verifiche). Si riporta di seguito la Tabella 5.4, estratta dall'EC8 parte 1-2, derivata da e sostanzialmente coincidente con la tabella 4.1 delle Linee Guida [1]. Nel caso di tamponamenti con aperture, i limiti riportati vanno moltiplicati per un coefficiente non superiore a 0,8.

Si sottolinea che se si fa riferimento allo stato limite di danno (SLD per le NTC 2018, DL per EC8), i valori riportati in Tabella 5.4 per le tamponature “tradizionali”, cioè quelle fragili che interagiscono con la struttura, sono considerevolmente inferiori al

valore di $0,005 h_s$ riportato al §7.3.6.1, formula [7.3.11a] delle NTC 2018 [3]. È bene tenere presente tuttavia che la richiesta di spostamento interpiano nell'applicazione delle NTC 2018 [3] viene spesso effettuata sul modello “nudo”, che risulta quindi più deformabile di un modello in cui più realisticamente si tiene conto dell'effetto irrigidente delle tamponature. Questo aspetto va tenuto adeguatamente in conto nel caso di aggiornamenti/modifiche delle NTC.

Tabella 5.4: Valori limite di spostamento interpiano normalizzati per le diverse tipologie di tamponamento [9].

Tipo di tamponamento	Limite $\theta_{ap,OP} h_s$ a OP	Limite $\theta_{ap,DL} h_s$ a DL	Limite $\theta_{ap,SD} h_s$ a SD
Muratura non armata con elementi in laterizio di Gruppo 1, 2 e 3 con spessore ≥ 200 mm e $f_k \geq 3$ MPa	0,0020 h_s	0,0045 h_s	0,0110 h_s
Muratura non armata con altri elementi in laterizio di Gruppo 1, 2 e 3	0,0015 h_s	0,0030 h_s	0,0080 h_s
Muratura non armata con elementi in laterizio di Gruppo 4	0,0015 h_s	0,0030 h_s	0,0060 h_s
Tamponamenti duttili	0,0050 h_s	0,0125 h_s	0,0220 h_s
Altri casi	0,0015 h_s	0,0030 h_s	0,0060 h_s

5.3.3 Criteri di verifica di resistenza delle tamponature

Laddove la protezione nei confronti del collasso della tamponatura per eccesso di deformazioni nel piano può essere realizzata mediante il rispetto dei limiti di spostamento interpiano riportati nella sezione precedente, è necessario verificare la stabilità delle tamponature nei confronti dell'azione sismica fuori piano. Secondo le attuali NTC 2018 [3] è richiesta una verifica di stabilità degli elementi non strutturali (§7.3.6.3 e §C7.3.6) e l'azione di progetto per la verifica di stabilità (in termini di forza, allo SLV) è definita secondo l'equazione [7.2.1], in cui la forza risultante è proporzionale all'accelerazione massima S_a , adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma corrispondente allo stato limite considerato, al peso dell'elemento e delle masse ad esso rigidamente connesse W_a , e

viene divisa per un fattore di comportamento dell'elemento q_a che tiene conto dell'eventuale comportamento nonlineare/dissipativo dello stesso. La NTC 2018 aggiunge che in assenza di specifiche determinazioni per S_a e per q_a può farsi riferimento a documenti di comprovata validità.

Si nota che la Circolare [4] riporta nella Tabella C7.2. i valori di q_a per tipologie ricorrenti di elementi non strutturali tra cui “pareti interne ed esterne” e “tramezzature e facciate” a cui le tamponature potrebbero essere assimilate.

La domanda in termini di forza va quindi confrontata con una capacità (resistenza), che deve essere definita in funzione delle specifiche caratteristiche degli elementi non strutturali.

Il lavoro svolto nel progetto DPC-ReLUIS ha consentito di proporre nelle Linee Guida, §6.2, 6.3, 6.4 [1] criteri per il calcolo della resistenza fuori piano per le tamponature non duttili [20], [21],[22], duttili [23] e rinforzate [24], [25] e nel §6.1 indicazioni relative al fattore di comportamento q_a , che suggeriscono per le tamponature tradizionali costituite da blocchi leggeri a fori orizzontali (Gruppo 4 secondo la classificazione della EN1996-1-1 [26]) un valore di q_a non superiore a 1.5 [21] [27]. La nuova prEN1998-1-2, Annex C, riporta valori di q_a simili a quelli riportati nella tabella C7.2.1 delle NTC 2018 [3]. Va sottolineato che la valutazione del fattore q_a per le diverse tipologie di tamponature è ancora oggetto di studio e sono tuttora in corso ricerche sperimentali, anche di tipo dinamico [28], che potrebbero aggiungere in tempi relativamente brevi elementi utili per una migliore definizione dei valori.

Per quanto riguarda il calcolo della resistenza, i criteri riportati nelle Linee Guida [1] tengono conto del danno indotto da deformazioni nel piano, che per tamponature interagenti con la struttura può comportare un degrado dei meccanismi di resistenza fuori piano [29], [21]. Una simile impostazione è stata adottata nella prEN1998-1-2, §7.4.2.9, dove per la verifica a SD la resistenza fuori piano delle tamponature viene moltiplicata per un coefficiente riduttivo < 1 dipendente dalla richiesta di deformazione nel piano.

5.4 USO DEI SOFTWARE DI CALCOLO NELLA VERIFICA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Le indicazioni contenute nelle NTC 2018 [3] e nella Circolare 2019 per la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura non prescrivono l'utilizzo di un

approccio di modellazione specifico, per cui l'utente può scegliere l'approccio che ritiene più adatto, in funzione delle caratteristiche della struttura, del tipo di analisi e delle criticità identificate. Le attività svolte nel progetto DPC-ReLUIIS hanno portato alla redazione del documento di Linee Guida dal titolo "Uso dei software di calcolo nella verifica sismica degli edifici in muratura v3.0" [2]. Il documento ha l'obiettivo di fornire strumenti utili al professionista per rispondere ad alcune esigenze esplicitamente richiamate al §10.2 delle NTC 2018 [3], in particolare per quanto riguarda la calibrazione e validazione dei modelli per le analisi statiche non lineari, per le quali sono disponibili ormai numerosi software e relativi approcci di modellazione. I risultati ottenuti con diversi approcci (al continuo e micro-meccanici, denominati "accurati", e a telaio equivalente) hanno consentito anche di fornire alcune preliminari stime dell'incertezza epistemica di modello, che verranno meglio approfondite nel prossimo progetto DPC-ReLUIIS.

In questo capitolo ci si limita ad indicare i punti delle NTC 2018 [3] e della Circolare in cui il progettista può trovare particolare supporto dalla consultazione delle Linee Guida [2].

5.4.1 Valutazione dell'accettabilità dei risultati ottenuti con l'ausilio di codici di calcolo (§10.2 NTC)

Con riferimento alle indicazioni delle NTC 2018 [3], §10.2, in cui si richiede al progettista di "controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti", le Linee Guida propongono innanzitutto una serie di strutture benchmark di complessità crescente, descritte con grande dettaglio, sulle quali il progettista può eseguire analisi di confronto con i risultati attesi ed ottenuti da diversi software. Inoltre in una Scheda di Approfondimento delle Linee Guida intitolata "Procedure di controllo per valutare l'affidabilità dei risultati di analisi statiche nonlineari ottenute con modelli al continuo o micro-meccanici" sono proposti alcuni strumenti operativi rivolti ai professionisti per l'interpretazione e per attribuire un giudizio motivato di accettabilità dei risultati ottenuti dai modelli "accurati" tramite: 1) "diagrammi a bande" (ovvero intervalli delimitati da valori massimi e minimi plausibili) elaborati alla scala dei pannelli maschi; 2) criteri di supporto per definire la capacità di spostamento ultima sulla curva pushover. Quest'ultimo strumento ha l'obiettivo di ridurre la differenza nella stima della capacità di spostamento ultima

ottenuta da analisti che usino diversi approcci di modellazione. Tale parametro, che ha un peso notevole sulla valutazione dell'indice di sicurezza, è risultato quello potenzialmente affetto dalla maggiore dispersione, in base agli studi svolti.

5.4.2 Metodi di analisi lineare e non lineare (§7.8.1.5 NTC)

Nel punto §7.8.1.5.2 le NTC 2018 indicano la necessità di tenere conto della fessurazione nella definizione delle rigidità degli elementi in muratura nell'analisi lineare. Inoltre, si riporta la possibilità di utilizzare modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide. Nella Scheda di Approfondimento intitolata "Identificazione della geometria degli elementi strutturali nei modelli a telaio equivalente" delle Linee Guida sono discussi i risultati di analisi statiche nonlineari svolte su pareti 2D al variare di diverse configurazioni di irregolarità nella disposizione delle aperture. Le analisi sono svolte con modelli a telaio equivalente discutendo i risultati prodotti dall'applicazione di diversi criteri di idealizzazione per la definizione della geometria dei maschi e delle fasce murarie. Inoltre, i risultati sono confrontati con quelli ottenibili da approcci di modellazione FEM più di dettaglio che tengono conto del degrado in maniera progressiva, tramite le leggi costitutive alla scala del materiale. Tali confronti forniscono strumenti di interpretazione critica in relazione al ruolo dei nodi rigidi e dell'uso di parametri di rigidità secante (ad esempio ridotta al 50%) nei modelli a telaio equivalente nella stima della rigidità complessiva del sistema. Viene inoltre messo in evidenza l'effetto delle dimensioni dei nodi rigidi che, se di grandi dimensioni (come avviene nel caso di alcune geometrie), tendono a portare ad una sovrastima della rigidità della parete (rispetto ai risultati dei modelli "accurati") in parte poi compensata dall'uso di rigidità secanti.

Nel §7.8.1.5.4, relativamente all'analisi non lineare, le NTC 2018 [3] indicano che il modello geometrico della struttura può essere a telaio oppure, in alternativa, basato su modelli "più sofisticati purché idonei e adeguatamente documentati". Sull'uso di modelli accurati ("sofisticati") è lasciata piena discrezionalità al professionista. Quando tali approcci sono adottati ai fini di una verifica di sicurezza sismica secondo normativa è opportuno che l'utente sia consapevole delle ricadute di alcune scelte di modellazione. Tra queste riveste un ruolo fondamentale l'aspetto relativo alla calibrazione dei parametri del modello. La Scheda di Approfondimento intitolata

“Calibrazione parametri meccanici” delle Linee Guida affronta tale aspetto. Nella stessa Scheda di Approfondimento la fase di calibrazione dei parametri meccanici per gli approcci di modellazione accurati è trattata adottando come elementi di riferimento i parametri di rigidità, di drift ultimo e di descrizione della fase di softening. Nella scheda sono considerati diversi pannelli, variabili nella geometria e nel grado di compressione applicato. Le esemplificazioni fanno emergere chiaramente l’aspetto della dipendenza della capacità di spostamento dal grado di compressione (fatto evidenziato anche in prove sperimentali) e forniscono spunti su come interpretare tali tendenze nei modelli di calcolo.

In generale, si ritiene che, sebbene non sia opportuno trasporre nelle Norme Tecniche o nella Circolare esplicativa i risultati e le considerazioni presentati nelle Linee Guida [2], queste costituiscano un riferimento estremamente utile per i progettisti che vogliano fare un uso consapevole dei codici di calcolo nel rispetto delle indicazioni delle Norme.

La redazione delle Linee Guida [2] è stata accompagnata da numerose pubblicazioni di supporto, anche in ambito internazionale, tra cui uno Special Issue pubblicato sulla rivista *Bulletin of Earthquake Engineering* [30].

5.5 INFLUENZA DELLA COMPONENTE VERTICALE SULLA SICUREZZA SISMICA DELLE STRUTTURE IN MURATURA

5.5.1 Sintesi delle ricerche svolte e dei risultati ottenuti

Il complesso delle attività svolte dalle quattro unità di ricerca coinvolte nelle attività [31] ha evidenziato che la maniera più rigorosa per valutare eventuali effetti della componente verticale del sisma sulla risposta delle strutture in muratura è mediante analisi dinamiche nonlineari, in grado di tener conto del sincronismo, in genere limitato, con quelle orizzontali e della predominanza delle alte frequenze nella componente verticale rispetto a quanto si riscontra nelle componenti orizzontali. Nelle analisi svolte è stata rilevata un’influenza apprezzabile della componente verticale del moto del terreno solo in circostanze limitate, caratterizzate dalla particolare intensità della componente verticale, per esempio mediante la presenza di impulsi di velocità marcati, e da una sincronizzazione ottimale tra le componenti verticali e orizzontali del moto sismico. Tuttavia, si sottolinea che tali condizioni si manifestano raramente in

scenari realistici. Naturalmente, la richiesta cogente di analisi dinamiche nonlineari porrebbe notevoli oneri a carico dei professionisti e richiederebbe significative esperienze e consapevolezza nella selezione degli accelerogrammi, nonché nell'interpretazione dei risultati. Tali aggravii possono essere giustificati solo qualora ci si attenda una marcata influenza della componente verticale.

Il corpo delle ricerche sviluppate dalle quattro unità coinvolte, su un insieme di accelerogrammi compatibili con la sismicità dell'Aquila, ha evidenziato un'influenza della componente verticale in genere piuttosto limitata. L'analisi della risposta globale di edifici in muratura modellati secondo l'approccio a telaio equivalente e adottando un legame costitutivo multilineare per descrivere la risposta ciclica isteretica di maschi e fasce [32], ha evidenziato una risposta che in media non è aggravata dalla componente verticale, la quale può al più comportare un aumento della dispersione. Considerare la presenza di due componenti orizzontali ortogonali appare più rilevante che aggiungere la componente verticale. Risultati simili sono stati ottenuti per pareti murarie con maschi sia tozzi sia snelli, i cui modelli sono stati calibrati con prove su tavola vibrante [33],[34]. In particolare, pareti murarie predisposte a modalità di rottura per taglio e caratterizzate da un elevato coefficiente di attrito presentano risposte di spostamento con una maggiore variabilità a seguito dell'introduzione della componente verticale. Anche in pareti murarie oggetto di micromodellazione la risposta in presenza di componente verticale non è in media più severa, semmai solo un po' più dispersa [35]. Una sollecitazione sotto carichi di gravità che porti gli sforzi medi verticali più vicini alla resistenza a compressione di quanto consueto può incrementare leggermente la sensibilità alla componente verticale.

I periodi di oscillazione relativamente lunghi dei meccanismi locali fuori piano sono poco condizionati dalle alte frequenze tipiche della componente verticale. Una debole influenza della componente verticale è stata riscontrata su una volta a crociera di luce tipica dell'edilizia ordinaria (quindi limitata) con vincoli simmetrici, priva di piedritti e di elementi in falso [36]. L'aggiunta di asimmetria nei piedritti o di elementi in falso ne ha molto ridotto la rilevanza (tale risultato in apparenza paradossale è conseguenza del fatto che l'effetto della asimmetria dei piedritti o dell'elemento in falso è preponderante rispetto all'introduzione o meno della componente verticale).

In definitiva, il complesso delle ricerche sviluppate in un quinquennio ha evidenziato un'influenza tutto sommato limitata della componente verticale del moto. L'unico esempio di un effetto maggiormente evidente della componente verticale appare quello

su murature di scarsa resistenza, potenzialmente soggette a disgregazione, modellate con elementi finiti e discreti [37]. Condizioni di bassa resistenza della malta e di tessitura inadeguata per forma, dimensioni e apparecchio degli elementi predispongono a una maggiore vulnerabilità in presenza di componente verticale, ma tale vulnerabilità è già molto marcata e probabilmente inaccettabile in partenza anche sotto le sole componenti orizzontali. Inoltre, anche in questo caso, la componente verticale appare rilevante solo se superiore a una certa soglia, quale quella corrispondente ad un picco di accelerazione verticale superiore a circa 0,15 g.

5.5.2 L'attuale formulazione normativa

L'attuale normativa tecnica contiene limitate indicazioni sui casi nei quali è opportuno tener conto della componente verticale. Nelle NTC 2018 [3], al § 3.2.3.1 (Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione) si trova: “[...] *la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente § 3.2.3.2, pari ad $a_g > 0,15$ g*”. Nel successivo § 7.2.2 (Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali) si legge: “[...] *La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2*”. Non vi sono quindi indicazioni specifiche per le costruzioni esistenti o per quelle in muratura, salvo i riferimenti a “strutture di tipo spingente, pilastri in falso”.

La Circolare non offre ulteriori contributi, poiché nel § C7.2.2 (Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali) recita: “[...] *Per quanto riguarda gli effetti della componente verticale dell'azione sismica, nel § 7.2.2 sono indicati gli elementi e le tipologie costruttive che maggiormente risentono delle accelerazioni verticali indotte dal sisma, nonché i livelli di pericolosità per i quali tale componente deve essere considerata nel progetto. Per gli elementi soggetti a tali azioni e per quelli di supporto dei medesimi è ammesso l'uso di modelli parziali che tengano conto della rigidità degli elementi adiacenti*”.

5.5.3 Considerazioni prenormative

Una possibile collocazione per le indicazioni che seguono può essere la conclusione del § C8.7.1 della Circolare, perché questo paragrafo è riferito esplicitamente alle costruzioni esistenti in muratura e perché introduce considerazioni generali, valide per i meccanismi sia disgregativi, sia locali, sia globali, affrontati nei paragrafi seguenti della Circolare. Come testo da considerare per il complemento della Circolare, una possibile proposta è riportata di seguito in virgolettato.

“La maniera più rigorosa di introdurre nelle verifiche la componente verticale è mediante analisi dinamiche nonlineari, in grado di tener conto del sincronismo, in genere limitato, con quelle orizzontali e della predominanza delle alte frequenze nella componente verticale rispetto a quanto si riscontra nelle componenti orizzontali. Campagne di analisi dinamiche nonlineari su costruzioni in muratura modellate per mezzo di un approccio a telaio equivalente, pareti oggetto di micromodellazione di elementi murari e malta, meccanismi locali fuori piano, hanno mostrato un’influenza della componente verticale in genere limitata, per lo più tale da aumentare lievemente la dispersione della risposta, e tale da ritenere eccessivo il ricorso a strumenti di analisi così onerosi, di difficile utilizzazione e interpretazione, salvo condizioni di sollecitazione sotto carichi di gravità prossime alla resistenza a compressione o geometrie strutturali particolarmente irregolari o complesse. Analisi dello stesso tipo condotte su volte di luce fino a 3,5 m hanno mostrato una qualche influenza, ma l’introduzione di condizioni di asimmetria dei piedritti o di irregolarità per la presenza di elementi in falso porta nuovamente a ridimensionare il ruolo della componente verticale. Più sensibili alla componente verticale appaiono le murature che, per caratteristiche meccaniche e di tessitura, facciano prevedere un quadro fessurativo diffuso, tale da pregiudicare l’individuazione dei macroelementi tipicamente utilizzati nella modellazione semplificata nel piano (ad esempio maschi murari, fasce e nodi nella modellazione a telaio equivalente), o l’ipotesi di monoliticità nelle risposte fuori piano. D’altronde, per tener conto di questi aspetti sarebbe necessario conoscere con notevole precisione e in un gran numero di punti le caratteristiche meccaniche della muratura (per loro natura disperse), rilevare la geometria della tessitura anche attraverso lo spessore (e in più sezioni), eseguire analisi dinamiche e caratterizzare dal punto di vista probabilistico la relazione tra le componenti orizzontale e verticale del moto sismico più di quanto oggi previsto dalla normativa. Tali procedure di calcolo comportano inoltre una calibrazione estremamente sensibile ai dati geometrici e

meccanici e richiedono quindi una notevole consapevolezza dell'operatore. Più ragionevole appare approfondire in questi casi il percorso di conoscenza della costruzione mediante indicatori di qualità muraria, saggi diretti, prove diagnostiche (fra le quali quelle soniche e sulle malte). Qualora la qualità muraria appaia insufficiente, sembra ragionevole raccomandare comunque un intervento che prevenga la disgregazione della muratura e ne migliori la qualità, piuttosto che procedere ad analisi per loro natura dall'affidabilità incerta. Si evidenzia infine che anche in questi casi la componente verticale è apparsa rilevante solo dopo aver superato opportune soglie di misure di intensità, rispetto alle quali quella nel § 3.2.3.1 appare già cautelativa.”

5.5.4 Problemi aperti e futuri sviluppi relativamente all'effetto della componente verticale del moto

Il complesso delle attività di ricerca svolte finora ha evidenziato un effetto significativo della componente verticale del moto solo per casi specifici e non particolarmente frequenti, caratterizzati dalla compresenza di una condizione di elevata vulnerabilità e da una condizione di spiccata pericolosità in termini di componente verticale. Tuttavia, resta il problema di come debba agire il tecnico in questi casi, in particolare che tipo di azione verticale debba essere presa in considerazione e come, considerato che l'attuale normativa tecnica italiana stabilisce la componente verticale in funzione di quella orizzontale anziché in ragione della collocazione rispetto alle sorgenti sismogenetiche e all'attenuazione della componente verticale. Il problema va affrontato congiuntamente da gruppi di ricerca competenti sul fronte della caratterizzazione dell'input e da gruppi in grado di modellare al meglio la risposta strutturale in presenza di componente verticale per specifiche tipologie, e verrà sviluppato nelle future annualità del progetto DPC-ReLUIIS.

5.6 RINGRAZIAMENTI

L'autore ringrazia le Unità di Ricerca e i relativi coordinatori riportati nella tab. 5.1, che hanno svolto le attività di ricerca del WP10 del Progetto DPC-ReLUIIS 2022-24. Un particolare ringraziamento va inoltre ai coordinatori dei Task, Professori Serena Cattari, Sergio Lagomarsino, Paolo Ricci, Luigi Sorrentino, per il rilevante contributo

da loro dato sia nel coordinamento delle attività di ricerca svolte nell'ambito del WP10, sia nella redazione di parti del presente capitolo.

5.7 BIBLIOGRAFIA

- [1] Morandi P., Ricci P., Magenes G., a cura di (2025) Progettazione e verifica sismica di tamponature in muratura all'interno di edifici in c.a. Vers. 4.0, in corso di pubblicazione, 2025
- [2] Cattari S., Magenes G., a cura di (2024). Uso dei software di calcolo nella verifica sismica degli edifici in muratura. vers. 3.0, Pubblicazione Reluis, ed. Doppiavoce, Napoli, 2024, <https://doi.org/10.57580/RELUIS.WP10SCM>
- [3] MIT (2018). Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». Supplemento ordinario n. 8 alla GAZZETTA UFFICIALE del 20-2-2018. Italy, 2018, pp. 1–367.
- [4] MIT (2019). Circolare del ministero delle infrastrutture e dei trasporti, n.7 del 21 Gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018, Cons. Super. dei Lav. pubblici. G.U. n.35 del 11.02.2019, 2019.
- [5] CEN (2023). Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges, prEN 1998-3:2023, Brussels, Belgium.
- [6] Albanesi L., Morandi P., Magenes G. (2024). Proposals for the definition of Performance Limit States and related drift capacity for URM walls, Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, 2024.
- [7] Beyer K., Wilding B.V., Rezaie A. (2022). Drift capacity models for modern URM walls - Background document for the masonry chapter in EC8 Part 1, Technical report version 1.2. <https://doi.org/10.5281/zenodo.2536829>
- [8] Morandi P., Albanesi L., Graziotti F., Li Piani T., Penna A., Magenes G. (2018). Development of a dataset on the in-plane experimental response of URM piers with bricks and blocks, Construction and Building Materials, 190: 593-611, 2023.
- [9] CEN (2025). Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Buildings, prEN 1998-1-2:2025, CEN/TC250/SC8 N1396, Brussels, Belgium.
- [10] Morandi P., Butenweg C., Breis K., Beyer K., Magenes G. (2022). Latest findings on the behaviour factor q for the seismic design of URM buildings, Bull Earthquake Eng 20, 5797–5848, 2022.
- [11] Magenes G. (2024). Comments regarding the drift capacity values currently used in Chapter 14 and the partial safety factor to be used in displacement-based verification. Background document for prEN1998-1-2, chapter 14, 2024, <https://doi.org/10.5281/zenodo.1515013>.
- [12] Franchin P., Noto F. (2023). Reliability-based partial factors for seismic design and assessment consistent with second-generation Eurocode 8, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 52 (13): 4026–4047, 2023.
- [13] Beyer K., Magenes G. (2020). Proposal for q -factors of modern masonry buildings for EC8 Part 1 - Background document for the masonry chapter in EC8 Part 1. Technical report version 1.1. <https://doi.org/10.5281/zenodo.3776654>
- [14] Liberatore L., Noto F., Mollaioli F., Franchin P (2018). In-plane response of masonry infill walls: comprehensive experimentally-based equivalent strut model for deterministic and probabilistic analysis. Engineering Structures 167:533-548, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.057>

- [15] De Risi M.T., Del Gaudio C., Ricci P., Verderame G.M. (2018). In-plane behaviour and damage assessment of masonry infills with hollow clay bricks in RC frames. *Engineering Structures*, 168:257-275. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.065>
- [16] Di Trapani F., Bertagnoli G., Ferrotto M.F., Gino D. (2018). Empirical equations for the direct definition of stress-strain laws for fiber-section-based macromodeling of infilled frames. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 144(11): 04018101. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0001532](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001532)
- [17] Hak S., Morandi P., Magenes G., (2018). Prediction of inter-storey drifts for regular RC structures with masonry infills based on bare frame modelling, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16: 397-425, 2018. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0210-y>
- [18] Morandi P., Hak S., Magenes G., (2018). Performance-based interpretation of in-plane cyclic tests on RC frames with strong masonry infills, *Engineering Structures*, 156:503-521. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.11.058>
- [19] Morandi P., Milanese R., Magenes G. (2024). Dataset tamponature interagenti. Prodotto 10.1.2.P2.UR1 Progetto esecutivo Reluis-DPC 2022-2024, aprile 2024.
- [20] Milanese R.R., Morandi P., Hak S., Magenes G., (2021). Experiment-based out-of-plane resistance of strong masonry infills for codified applications, *Engineering Structures*, 242:112525. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112525>
- [21] Morandi P., Hak S., Milanese R.R., Magenes G. (2022). In-plane/out-of-plane interaction of strong masonry infills: from cyclic tests to out-of-plane verifications, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 51(3):648-672. <https://doi.org/10.1002/eqe.3584>
- [22] Di Domenico M., Ricci P., Verderame G.M. (2021). Predicting the out-of-plane seismic strength of unreinforced masonry infill walls, *Journal of Earthquake Engineering*, 25(9):1788-1825. <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1604453>
- [23] Milanese R.R., Morandi P., Manzini C.F., Albanesi L., Magenes G. (2022). Out-of-plane response of an Innovative Masonry Infill with Sliding Joints from shaking table tests, *Journal of Earthq. Engin.*, 26(4):1789-1823. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1739173>
- [24] Minotto M., Verlato N., Donà M., da Porto F. (2020). Strengthening of in-plane and out-of-plane capacity of thin clay masonry infills using textile- and fibre-reinforced mortar, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 24(6):04020059. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0001067](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001067)
- [25] Di Domenico M., Ricci P., Verderame G.M. (2022). Experimental assessment of strengthened masonry partitions without arching effect under seismic out-of-plane load. *Journal of Earthquake Engineering*, 26(9): 4657-4680. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1835754>
- [26] CEN (2022). Eurocode 6 – Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, EN 1996-1-1:2022. Brussels, Belgium.
- [27] Ricci P., Di Domenico M., Verderame G.M. (2022). Effects of the in-plane/out-of-plane interaction in URM infills on the seismic performance of RC buildings designed to Eurocodes, *Journal of Earthquake Engineering*, 26(3): 1595-1629. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1733137>
- [28] Kurukulasuriya M., Milanese R., Magenes G., Bolognini D., Grottoli L., Dacarro F., Morandi P. (2023). Investigation of seismic behaviour of existing masonry infills through combined cyclic in-plane and dynamic out-of-plane tests, 9th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, COMPDYN 2023, Athens, 12-14 June 2023.
- [29] Di Domenico M., De Risi M.T., Ricci P., Verderame G.M., Manfredi G. (2021). Empirical

- prediction of the in-plane/out-of-plane interaction effects in clay brick unreinforced masonry infill walls. *Engineering Structures*, 227. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111438>
- [30] Lagomarsino S., Varum H., eds. (2022), Special Issue on URM nonlinear modelling: benchmark project, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Issue 20, Vol. 4, March 2022.
- [31] L. Sorrentino, O. AlShawa, G. Camata, S. Degli Abbati, A. Di Primio, F. Graziotti, S. Kallioras, S. Lagomarsino, D. Liberatore, G. Magenes, V. Sepe. (2024) Influenza della componente verticale sulla sicurezza sismica delle strutture in muratura. Sintesi e considerazioni pre-normative. Prodotto 10.4.P1.WP10 - Rapporto conclusivo di task. Progetto esecutivo Reluis-DPC 2022-2024, aprile 2024.
- [32] Lagomarsino S., Degli Abbati S., and Cattari S., (2020). On the effects of the vertical component on the seismic response of urm buildings, *Proceedings of 17th World Conference on Earthquake Engineering*, Japan, 2020.
- [33] Kallioras S., Graziotti F., Penna A., Magenes G., (2022). Effects of vertical ground motions on the dynamic response of URM structures: Comparative shake-table tests, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 51(2), pp. 347-368.
- [34] Kallioras S., Graziotti F., Magenes G., (2025). Vertical Accelerations in Seismic Analysis: A Numerical Investigation of their Effects on URM Structures. Accepted for publication on *Earthquake Spectra*, 2025.
- [35] Camata G., Di Primio A., Sepe V., Cantagallo C., (2023). The Effect of the Vertical Component of the Earthquake on a Regular Masonry Wall, *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 13(4), art. no. 2459, 2023.
- [36] AlShawa O., Liberatore D., and Sorrentino L., (2023). The Effect of the Vertical Component of Ground Motion on a Masonry Cross Vault Model, *RILEM Bookseries*, vol. 47, pp. 1181-1188.
- [37] AlShawa O., Liberatore D., and Sorrentino L., (2023). Effect of the vertical component of ground motion on a rubble masonry wall model, *Procedia Struct. Integrity*, vol. 44, pp. 1396-1402.

6

Geotecnica

Stefano Aversa

6.1 INTRODUZIONE

Al WP16 del Progetto DPC-ReLUIS 2022-24 hanno aderito le UR riportate in Tabella 6.1.

Tabella 6.1: Unità di Ricerca coinvolte nel WP16, nel biennio 2022-24.

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
POLIMI	Claudio di Prisco	Politecnico di Milano
POLITO	Sebastiano Foti	Politecnico di Torino
UNICA	Fabio Soccodato	Università di Cagliari
UNICAL	Roberto Cairo	Università della Calabria
UNICH	Alessandro Pagliaroli	Università di Chieti
UNICT	Maria Rossella Massimino	Università di Catania
UNICUSANO	Riccardo Conti	Università Cusano
UNIFI	Claudia Madaia	Università di Firenze
UNIME	Cascone Ernesto	Università di Messina
UNIMOL	Filippo Santucci de Magistris	Università del Molise
UNINA_A	Francesco Silvestri	Università di Napoli Federico II
UNINA_B	Antonio Santo	Università di Napoli Federico II

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
UNIPARTHENOPE	Rosa M. S. Maiorano Stefano Aversa (coordinatore WP)	Università di Napoli Parthenope
UNIPG	Claudio Tamagnini	Università di Perugia
UNIPV	Carlo Lai	Università di Pavia
UNIROMA1	Sebastiano Rampello	Sapienza Università di Roma
UNISANNIO_A	Armando Lucio Simonelli	Università del Sannio
UNISANNIO_B	Stefania Sica	Università del Sannio
UNIVAQ	Paola Monaco	Università de L'Aquila

La principale finalità del WP16 “Contributi normativi - Geotecnica”, nell’ambito dei Work Packages dedicati a “Collaborazione nelle attività di predisposizione della normativa tecnica di interesse”, è stata la valutazione della vulnerabilità sismica di situazioni e opere geotecniche, con l’obiettivo di proporre miglioramenti delle attuali regole normative, sviluppare linee guida di carattere pre-normativo e rendere disponibili strumenti di supporto sia per le verifiche sia per la progettazione geotecniche.

Per le limitazioni connesse alle dimensioni economiche del Progetto ReLUIIS, non tutte le situazioni e strutture geotecniche sono state prese in considerazione, limitandosi solo agli argomenti sviluppati in tre Task:

- Task 16.1 – Risposta sismica locale e liquefazione (coordinato da Sebastiano Foti)
- Task 16.2 – Stabilità dei pendii (coordinato da Sebastiano Rampello)
- Task 16.3 – Fondazioni (coordinato da Francesco Silvestri)

Nel Task 16.1 si sono affrontate due delle tematiche legate al cosiddetto “siting”, Risposta Sismica Locale e Liquefazione, al fine sia di incrementare le conoscenze sulle tematiche affrontate sia di proporre delle revisioni dei paragrafi delle NTC 2018 che trattano di tali tematiche, come meglio dettagliato nel paragrafo 6.2.

Nel Task 16.2 si sono affrontate le tematiche proprie della stabilità dei pendii sotto azioni sismiche che, per quanto attiene il tema delle proposte di modifica delle normative vigenti, hanno dato luogo a quanto riportato più dettagliatamente nel paragrafo 6.3. Alcune delle proposte di modifica possono valere anche per il tema delle costruzioni di terra (rilevati, argini e dighe) e per i fronti di scavo.

Il Task 16.3 ha affrontato il tema dell'interazione terreno-struttura, limitatamente all'aspetto relativo alle fondazioni, trattando le fondazioni già considerate esplicitamente nelle NTC 2018 (fondazioni superficiali e su pali). Il tema dell'interazione terreno-fondazione-struttura in elevazione non è sviluppabile esclusivamente in ambito geotecnico, avendo chiare ricadute in ambito strutturale, e le sue ricadute normative non possono essere limitate al solo paragrafo dedicato dalle NTC 2018 alle fondazioni ma, inevitabilmente, anche in quelli dedicati ai principi generali della progettazione sismica. Le proposte di modifica sul tema fondazioni sono dettagliate nel paragrafo 6.4.

Tutti gli sforzi compiuti dal WP16 per lo sviluppo di contributi normativi in ambito della Geotecnica sismica, finalizzati sia alle questioni di "siting" sia all'interazione terreno-struttura per le fondazioni, hanno tenuto conto dello sviluppo della cosiddetta seconda generazione degli Eurocodici strutturali e geotecnici. Considerata la natura degli studi condotti nel WP16, l'attenzione è stata data principalmente all'aggiornamento dell'Eurocodice 8, nelle parti che trattano di questioni rilevanti la Geotecnica.

6.2 RISPOSTA SISMICA LOCALE E LIQUEFAZIONE

6.2.1 Descrizione delle attività svolte

Le attività svolte nel periodo 2022-2024 sono state finalizzate – tra l'altro - a sviluppare una proposta per la revisione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica previsti nelle NTC 2018 [1] (3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali). La proposta è stata oggetto di verifiche incrociate su basi dati sperimentali e simulazioni numeriche da parte delle UR partecipanti al progetto.

Nel contempo, la nuova versione dell'Eurocodice 8 (EN1998-1-1) [2] prevede uno schema alternativo per la definizione delle categorie di sottosuolo e dei corrispondenti coefficienti di amplificazione stratigrafica dell'azione sismica, come dettagliato nella clausola 5.2.2 *Basic representation of the seismic action*. Verifiche di consistenza tra lo schema proposto in EN1998-1-1 e le NTC 2018 [1] sono state compiute nell'ambito delle attività 2022-24 del WP18 e, per queste, si rinvia al paragrafo 1.2 di questo volume. All'interno del WP16 nelle annualità 2022-24 sono anche stati effettuati studi su un database stocastico di risposta sismica locale per valutare l'efficacia delle stime

ottenute sia con le NTC 2018 [1] sia con le versioni vigente e proposta dell'EN1998-1-1.

Le attività previste nell'ambito del WP18 2024-26 del progetto ReLUIs saranno, tra l'altro, finalizzate a valutare l'opportunità di procedere alla modifica delle Norme Tecniche per le Costruzioni con l'adozione di uno dei due schemi di cui sopra.

Inoltre le attività del Task 16.1 sono state focalizzate alla valutazione degli effetti amplificativi di valle per i quali sono state proposte alcune formulazioni, una delle quali è stata finalizzata per arrivare ad una proposta di fattori correttivi da inserire nella normativa (§6.2.3).

Per quanto riguarda la liquefazione le attività si sono concentrate sulla formulazione di nuovi criteri empirici per la valutazione della resistenza ciclica a liquefazione delle ghiaie e sull'influenza del numero di cicli. I risultati ottenuti, per quanto interessanti e scientificamente rilevanti, non sono stati considerati tanto maturi da consentire un loro inserimento in questo volume.

6.2.2 Fattori di amplificazione: proposta di aggiornamento NTC 2018

Si propone di aggiornare i coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e C_c (Tab. 3.2.IV delle NTC 2018 [1]) attualmente previsti al §3.2.3.2.1 per quattro categorie di sottosuolo (i.e. B, C, D, E), riportati in Tabella 6.2, e finalizzati alla definizione dell'azione sismica in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione e spostamento.

La proposta, che si riferisce in modo specifico allo spettro di risposta in accelerazione, è stata definita attraverso un approccio integrato che ha comportato l'impiego di registrazioni accelerometriche di terremoti reali e segnali sintetici ottenuti da analisi numeriche di risposta sismica locale monodimensionali. A tale scopo, è stata dapprima messa a punto una banca dati strong motion composta di registrazioni accelerometriche reali utilizzando l'archivio europeo ESM (European Strong-Motion Database) [3], l'archivio giapponese Kik-Net [4] e l'archivio nord-americano PEER NGA [5]. Il dataset composito include terremoti registrati simultaneamente da coppie di stazioni accelerometriche ubicate su affioramento rigido (i.e. $V_{s,H} > 800$ m/s, categoria di sottosuolo A) e stazioni poste su siti ricadenti nelle categorie di sottosuolo B, C, D ed E e quindi caratterizzate da valori di $V_{s,H} < 800$ m/s. Al fine di rimuovere l'effetto causato dalla distanza tra le coppie di stazioni ubicate su affioramento rigido

(categoria di sottosuolo A) e le stazioni ubicate su siti ricadenti nelle altre categorie di sottosuolo, le registrazioni accelerometriche sono state preventivamente scalate utilizzando modelli di attenuazione o di moto del suolo (GMM) opportunamente selezionati per questa finalità.

Tabella 6.2: Coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e C_c previsti dalle NTC 2018 (Tab. 3.2.IV).

NTC 2018		
Spettro in accelerazione e spostamento		
Soil class	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 a_g \leq 1,20$	1,35
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 a_g \leq 1,50$	1,50
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0 a_g \leq 1,80$	1,80
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 a_g \leq 1,60$	1,60
$T_B = T_C/3$ $T_C = C_C T_C^*$ $T_D = 4 a_g/g + 1.6$		

Per tenere conto dell'incertezza epistemica associata ai diversi GMM è stato utilizzato un approccio ad albero logico assegnando specifici pesi ai GMM associati ai diversi dataset accelerometrici utilizzati. Inoltre, al fine migliorare l'accuratezza dei risultati e ridurre la loro dispersione, sono stati adottati dei criteri rigorosi per la selezione delle registrazioni accelerometriche e delle stazioni sismiche con riferimento a:

- affidabilità della categoria di sottosuolo assegnata alle stazioni sismiche
- selezione di stazioni sismiche in campo libero con superficie topografica orizzontale
- selezione di stazioni sismiche ubicare ad una distanza epicentrale inferiore a 50 km
- selezione di coppie di stazioni sismiche caratterizzate da una inter-distanza inferiore a 20 km
- selezione di soli terremoti crostali

I fattori di sito S_s e C_c sono stati calcolati considerando ad ogni stazione entrambe le componenti orizzontali del moto sismico.

Il dataset di registrazioni accelerometriche è stato integrato utilizzando segnali sintetici ottenuti da analisi numeriche di risposta sismica locale monodimensionali lineari-

equivalenti condotte con approccio stocastico, come già mostrato da Andreotti et al. [6]. L'utilizzo dei segnali sintetici è stato necessario poiché l'utilizzo esclusivo delle registrazioni accelerometriche di terremoti reali avrebbe limitato significativamente l'intervallo dei valori di intensità dello scuotimento considerato. Questo ha inoltre permesso una valutazione più approfondita degli aspetti legati alla non-linearità della risposta sismica del terreno per le diverse categorie di sottosuolo, che tende a diventare progressivamente più importante all'aumentare della severità dello scuotimento sismico.

La metodologia messa a punto per il calcolo dei fattori di sito S_s e C_c è basata sull'introduzione, per ciascuna delle categorie di sottosuolo B, C, D ed E, di quattro diverse definizioni del coefficiente S_s e di una relazione empirica per il coefficiente C_c . Con riferimento al coefficiente S_s , esso è stato definito con riferimento alle seguenti misure di intensità:

1. PGA (Peak Ground Acceleration – media geometrica due componenti orizzontali del moto sismico)
2. SA_{max} (massima accelerazione spettrale)
3. fattore di amplificazione per periodi brevi (SA intervallo tra 0,07-0,40s del periodo dell'oscillatore)
4. fattore di amplificazione per periodi intermedi (SA intervallo tra 0,70-2,0s del periodo dell'oscillatore)

Le ultime due definizioni di S_s sono state inserite perché presenti nella proposta di aggiornamento dell'Eurocodice 8 Parte 1 [2].

Il fattore C_c è stato definito come rapporto tra il valore del periodo dell'oscillatore corrispondente alla massima ordinata spettrale SA_{max} calcolata per ciascuna delle categorie di sottosuolo B, C, D ed E e l'analogo parametro su affioramento rigido.

L'analisi statistica delle definizioni alternative del coefficiente S_s e del coefficiente C_c è stata effettuata mediante il calcolo dei residui e delle barre di errore. I valori ottenuti per i fattori S_s e C_c unitamente alle corrispondenti incertezze sono stati confrontati con la versione vigente delle principali normative sismiche internazionali (EC8 Parte 1 – CEN 2004, International Building Code – IBC 2021 e ASCE 7-16) e con studi di letteratura [7, 8 e 9].

La metodologia e i risultati di questo studio sono stati descritti in dettaglio in un articolo [10], a cui si rimanda per una esaustiva illustrazione dei risultati.

In Tabella 6.3 si riporta la proposta di aggiornamento delle NTC 2018 [1] con riferimento al coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s per le quattro categorie di sottosuolo con riferimento allo spettro di risposta in accelerazione.

Con riferimento alle quattro definizioni sopra riportate per il coefficiente S_s si precisa quanto segue:

- il PGA nella definizione (1) è definito come media geometrica delle due componenti orizzontali del moto sismico;
- la massima accelerazione spettrale SA_{max} nella definizione (2) è valutata mediante la relazione $SA_{max}=F_0 \cdot a_g$;
- nel fattore di amplificazione per periodi intermedi (SA 0,70-2,0s), il parametro S_β rappresenta l'accelerazione spettrale corrispondente al periodo $T_\beta = 1$ sec secondo quanto riportato nella bozza di aggiornamento dell'Eurocodice 8 Parte 1 (definizione 4 dell'elenco sopra riportato).

Si ritiene più cautelativa e, pertanto, più adatta al contesto normativo la correlazione basata sul fattore di amplificazione per periodi brevi (SA 0,07-0,40s). Tuttavia, vengono fornite le quattro correlazioni ottenute per il coefficiente S_s . In parentesi è riportato il valore del coefficiente di determinazione R^2 ottenuto per ciascuna delle correlazioni.

Tabella 6.3: Proposta di aggiornamento del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s in funzione di diversi parametri di scuotimento considerati (PGA, SA_{max} , corti periodi (SA 0.07-0.40s); periodi intermedi (SA 0.70-2.0s)). In parentesi è riportato il valore del coefficiente di determinazione R^2 ottenuto per ciascuna delle correlazioni.

Proposta di aggiornamento coefficiente di amplificazione S_s NTC 2018				
Spettro di risposta in accelerazione				
Soil class	PGA	SA_{max}	Periodi corti oscillatore (SA 0,07-0,40s)	Periodi intermedi oscillatore (SA 0,70-2,0s)
A	1,00	1,00	1,00	1,00
B	$0,98 \leq 1,57 - 0,96 a_g$ ($R^2 = 0,72$)	$1,00 \leq 1,72 - 0,36 F_0 a_g$ ($R^2 = 0,77$)	$1,00 \leq 1,91 - 0,49 F_0 a_g$ ($R^2 = 0,61$)	$1,49 - 0,19 S_\beta$ ($R^2 = 0,02$)
C	$0,75 \leq 1,92 - 2,15 a_g$ ($R^2 = 0,86$)	$0,68 \leq 2,10 - 0,79 F_0 a_g$ ($R^2 = 0,93$)	$0,68 \leq 2,37 - 0,95 F_0 a_g$ ($R^2 = 0,86$)	$2,20 - 1,24 S_\beta$ ($R^2 = 0,43$)
D	$0,60 \leq 1,49 - 2,06 a_g$ ($R^2 = 0,94$)	$0,62 \leq 1,43 - 0,49 F_0 a_g$ ($R^2 = 0,93$)	$0,40 \leq 1,38 - 0,73 F_0 a_g$ ($R^2 = 0,89$)	$1,86 - 0,97 S_\beta$ ($R^2 = 0,91$)
E	$0,90 \leq 1,99 - 1,95 a_g$ ($R^2 = 0,61$)	$0,95 \leq 2,28 - 0,72 F_0 a_g$ ($R^2 = 0,78$)	$0,75 \leq 2,20 - 0,68 F_0 a_g$ ($R^2 = 0,73$)	$1,25 \leq 2,60 - 2,68 S_\beta$ ($R^2 = 0,68$)

Infine, in Tabella 6.4 si riporta la proposta di aggiornamento delle NTC 2018 [1] con riferimento al coefficiente di amplificazione stratigrafica C_c per le quattro categorie di sottosuolo con riferimento allo spettro di risposta in accelerazione.

Per i valori di a_g , F_0 e T_c^* si rinvia alle stesse NTC 2018 [1] e pertanto, allo stato attuale, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29.

Tabella 6.4: Proposta di aggiornamento del coefficiente di amplificazione stratigrafica C_c delle NTC 2018. In parentesi è riportato il valore del coefficiente di determinazione R^2 ottenuto.

Proposta di aggiornamento coefficiente di amplificazione C_c NTC 2018 Spettro di risposta in accelerazione	
Soil Class	$C_c = \frac{T_c}{T_c^*}$
A	1,00
B	$0,735 T_c^{*-0.287} (R^2 = 0,88)$
C	$1,070 T_c^{*-0.225} (R^2 = 0,87)$
D	$0,753 T_c^{*-0.523} (R^2 = 0,93)$
E	$0,529 T_c^{*-0.527} (R^2 = 0,70)$

6.2.3 Fattori amplificativi di valle: una metodologia semplificata

Si propone, nel seguito, una metodologia semplificata per la valutazione dell'amplificazione sismica derivante da effetti bidimensionali associati alla presenza di valli alluvionali sepolte di forma trapezia. Secondo tale proposta lo spettro di risposta di pseudo-accelerazione in superficie in un punto qualsiasi della sezione di una valle può essere ottenuto moltiplicando le ordinate spettrali di quello rappresentativo della risposta sismica monodimensionale del centro della valle ($S_{a,1D}$) per un fattore amplificativo di valle (Fattore di Amplificazione di Valle, FAV), che tiene conto dell'effetto della geometria bidimensionale sepolta.

Lo spettro di riferimento 1D può essere ottenuto adottando due metodologie diverse:

1. Approccio standard: lo spettro è il risultato di un'analisi di risposta sismica locale 1D condotta in corrispondenza del profilo verticale al centro della valle.

2. Approccio semplificato: lo spettro in superficie è ottenuto con la procedura semplificata prevista dalle norme tecniche NTC 2018 [1], sulla base della categoria di sottosuolo.

Il fattore amplificativo di valle, FAV, può essere calcolato utilizzando le formulazioni proposte da [11] e [12], che sono riportate di seguito.

La formulazione analitica del FAV è il risultato di sintesi di un esteso studio parametrico, basato sui risultati di 2160 analisi numeriche visco-elastiche lineari. Essa fornisce una misura di quanto in media lo spettro di risposta in pseudo-accelerazione in un punto qualsiasi lungo la sezione della valle è amplificato rispetto a quello 1D, relativo alla verticale di centro valle.

Il FAV dipende dall'ascissa del punto in superficie considerato rispetto a quello posto al centro della valle, dal contrasto d'impedenza fra il terreno alluvionale e il substrato rigido, dall'angolo d'inclinazione dei bordi della valle e dal fattore di forma, definito come il rapporto fra lo spessore, H , e la semi-larghezza, B , della valle (Fig.6.1). In genere, il FAV varia lungo la valle, in funzione dei citati parametri, ed è caratterizzato da due picchi, il primo localizzato al centro ed il secondo in prossimità dei bordi della valle.

Il FAV è stato formulato adottando le seguenti ipotesi:

1. Comportamento visco-elastico lineare del terreno deformabile e del substrato.
2. Terreno omogeneo e substrato omogeneo.
3. Geometria della valle caratterizzata da un fattore di forma; H/B , non superiore a 0,25 (valli trapezie superficiali).
4. Amplificazione 2D almeno pari a quella 1D del centro valle.
5. Effetti di amplificazione indipendenti dal periodo (un unico fattore di amplificazione per tutte le ordinate spettrali). Si tratta di un'ipotesi cautelativa dal momento che è ben noto che gli effetti di valle modificano prevalentemente il contenuto in alta frequenza del segnale sismico.

Nella metodologia proposta si assume che:

- a) la non-linearità dei terreni sia tenuta in conto unicamente dagli effetti stratigrafici 1D. Alcuni risultati preliminari presentati da [11] mostrano che tale assunzione è accettabile per azioni sismiche di bassa e media intensità.
- b) gli effetti 2D di valle non modifichino in modo significativo la forma spettrale ottenuta con analisi 1D

c) l'amplificazione 2D sia indipendente dal contenuto in frequenza dei segnali sismici

d) l'effetto dell'eterogeneità dei materiali sia tenuto in conto dalle analisi 1D.

Si tratta in definitiva di una metodologia semplificata ed efficace per tener conto in maniera cautelativa degli effetti bi-dimensionali di amplificazione sismica associati alla presenza di una valle superficiale sepolta.

Di seguito si forniscono le relazioni analitiche per la determinazione del FAV e il significato delle variabili con riferimento allo schema generale di Figura 6.1, che riporta anche un esempio di FAV per specifici valori dei parametri di riferimento.

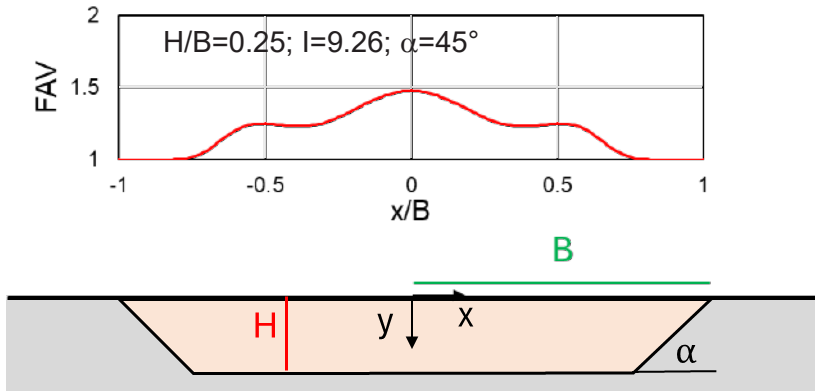


Figura 6.1: Schema geometrico semplificato di una valle alluvionale con andamento del fattore di amplificazione con esempio dell'andamento del fattore di amplificazione verticale FAV per i parametri indicati.

- x/B : ascissa normalizzata rispetto alla semi-larghezza, B , della valle
- H/B : fattore di forma. Rapporto tra l'altezza, H , e la semi-larghezza, B .
- I : rapporto di impedenza $I = \frac{\rho_{BR} V_{s,BR}}{\rho_S V_{s,S}}$ dove ρ_{BR} e ρ_S sono rispettivamente la densità del substrato e del terreno deformabile e $V_{s,BR}$ e $V_{s,S}$ sono le rispettive velocità di propagazione delle onde di taglio.
- α : angolo di inclinazione dei bordi della valle
- FAV (0): FAV calcolato al centro della valle in corrispondenza di $x/B=0$

$$FAV = 1 + (FAV(0) - 1) \cdot f_1\left(\frac{x}{B}, \frac{H}{B}, I\right) + f_2\left(\frac{x}{B}, \frac{H}{B}, I, \alpha\right) \quad (6.1)$$

$$f_1\left(\frac{x}{B}, \frac{H}{B}, I\right) = \exp\left(-\frac{\left(\frac{x}{B}\right)^2}{2 \cdot a_1^2}\right) \quad (6.2)$$

$$f_2\left(\frac{x}{B}, \frac{H}{B}, I, \alpha\right) = c_2 \cdot \exp\left(\frac{\frac{x}{B} - b_2}{a_2} - \exp\left(\frac{\frac{x}{B} - b_2}{a_2}\right)\right) \quad (6.3)$$

$$FAV(0) = 1 + c_0 \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{(I-1)^2}{2 \cdot a_0^2}\right)\right) \quad (6.4)$$

$$a_0 = \begin{cases} \frac{H}{B} < 0,10 & 2,463 - 16,509 \cdot \frac{H}{B} \\ 0,10 \leq \frac{H}{B} < 0,15 & 32,838 \cdot \frac{H}{B} - 2,472 \\ \frac{H}{B} \geq 0,15 & 3,290 - 5,574 \cdot \frac{H}{B} \end{cases} \quad (6.5)$$

$$c_0 = 2,350 \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{\left(\frac{H}{B}\right)^2}{0,282}\right)\right) \quad (6.6)$$

$$a_1 = x_1 \cdot \left(\frac{H}{B}\right)^{x_2} + x_3 \quad (6.7)$$

$$a_2 = x_4 + \ln(I^{x_5}) \quad (6.8)$$

$$b_2 = x_6 + \ln(I^{-x_7}) \quad (6.9)$$

$$c_2 = x_{12} \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{I^2}{2 \cdot x_{13}^2}\right)\right) \quad (6.10)$$

$$x_1 = 0,204 \cdot I^{-0,409} - 0,00998 \quad (6.11)$$

$$x_2 = 0,531 \cdot I^{-0,303} - 1,160 \quad (6.12)$$

$$x_3 = -4,495 \cdot I^{-0,0372} + 4,103 \quad (6.13)$$

$$x_4 = 0,335 \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{\left(\frac{H}{B}\right)^2}{2 \cdot 0,172^2}\right)\right) \quad (6.14)$$

$$x_5 = \begin{cases} \forall \frac{H}{B} \leq 0,15 \rightarrow -8,567 \cdot \left(\frac{H}{B}\right)^2 + 1,679 \cdot \frac{H}{B} - 0,0327 \\ \forall \frac{H}{B} > 0,15 \rightarrow 1,173 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{H}{B}\right)^{-9,421} - 0,0414 \end{cases} \quad (6.15)$$

$$x_6 = x_8 + \ln(\alpha^{x_9}) \quad (6.16)$$

$$x_7 = \begin{cases} \forall \frac{H}{B} < 0,10 \rightarrow -0,0042 + 0,764 \cdot \frac{H}{B} \\ \forall \frac{H}{B} \geq 0,10 \rightarrow x_{10} + \ln(\alpha^{x_{11}}) \end{cases} \quad (6.17)$$

$$x_8 = 0,967 - 5,849 \cdot \frac{H}{B} \quad (6.18)$$

$$x_9 = 0,0097 + 1,127 \cdot \frac{H}{B} \quad (6.19)$$

$$x_{10} = -0,375 \cdot \ln\left(\frac{H}{B}\right) - 0,793 \quad (6.20)$$

$$x_{11} = 0,088 \cdot \ln\left(\frac{H}{B}\right) + 0,203 \quad (6.21)$$

$$x_{12} = 0,207 + 0,00919 \cdot \alpha \quad (6.22)$$

$$x_{13} = 1,064 + 0,00416 \cdot \alpha \quad (6.23)$$

6.3 STABILITÀ DEI PENDII

6.3.1 Descrizione delle attività svolte

La principale finalità del WP16 – Task 16.2 “Stabilità dei pendii” è stata la valutazione della prestazione sismica di pendii naturali e artificiali (rilevati, argini e dighe di terra), con l’obiettivo di proporre delle possibili migliorie o aggiornamenti alle Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 2018 [1]. Lo studio si è basato sull’approccio prestazionale introdotto nelle norme tecniche per le costruzioni vigenti (NTC 2018 [1]), proponendo nuove linee guida di carattere pre-normativo per una progettazione coerente con i principi delle stesse. Esso è quindi teso a rendere disponibili nuovi strumenti di supporto volti alle verifiche di stabilità di pendii o costruzioni di terra in zona sismica. Le attività di ricerca del Task 16.2 sono state condotte da sei Unità di Ricerca (UR).

Le attuali norme tecniche per le costruzioni italiane [1] prevedono la possibilità di effettuare analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche attraverso analisi pseudo-statiche, mediante metodi degli spostamenti, o attraverso analisi numeriche. Nell'ambito dei metodi pseudo-statici, in cui l'azione sismica è modellata attraverso una forza statica equivalente, la valutazione del coefficiente sismico orizzontale richiede la determinazione di un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito. Tale coefficiente dipende dalla categoria di sottosuolo e dall'accelerazione orizzontale massima attesa sul sito rigido di riferimento. I valori attualmente proposti nelle normative vigenti trovano origine da una serie di analisi eseguite con il metodo degli spostamenti originariamente proposto da Newmark [13] e si basano sull'identificazione di valori di soglia per lo spostamento ritenuti adeguati a garantire un'adeguata prestazione del sistema geotecnico.

In questo contesto normativo, lo studio svolto dal Task 16.2 ha avuto come obiettivo primario l'aggiornamento dei valori del coefficiente sismico equivalente e dei coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, da utilizzare in un'analisi pseudo-statica calibrata sulla prestazione desiderata per il pendio o la costruzione di terra (es.: rilevato o fronte di scavo). L'aggiornamento è stato eseguito alla luce del *database* sismico recentemente aggiornato, che raccoglie le registrazioni accelerometriche italiane disponibili nell'arco temporale che va dal 1972 al 2017. Una volta valutati gli spostamenti permanenti sismo-indotti attraverso l'ipotesi di blocco rigido, sono state fornite diverse soluzioni di *upper-bound* per determinare il coefficiente di riduzione a partire dalle diverse relazioni semi-empiriche che legano gli spostamenti permanenti del pendio indotti dal sisma all'accelerazione massima e alla resistenza sismica del pendio. L'attività ha quindi permesso di aggiornare i valori del coefficiente di riduzione in funzione dell'accelerazione massima attesa al sito e delle diverse categorie di sottosuolo (A, B, C, D, E).

6.3.2 Database di registrazione accelerometriche italiane

Il nuovo *database* degli accelerogrammi italiani, denominato ITACA + ESM 2017, si riferisce a un intervallo temporale compreso tra il 14/06/1972 e il 27/04/2017 [14]. Le registrazioni relative al periodo 14/06/1972 ÷ 31/12/2015 sono state estratte dalla banca dati ITACA (*ITalian ACcelerometric Archive v.2.1* [15]) mentre quelle comprese tra lo 01/01/2016 e il 27/04/2017 provengono dal database ESM (*European Strong-Motion*, [16]). Il *database* include quindi i più recenti eventi sismici intensi verificatisi

nel territorio nazionale italiano, quali quelli di L'Aquila (2009), Emilia-Romagna (2012), e Centro Italia (2016).

Le registrazioni, con accelerazioni di picco maggiori di 0,05 g, si riferiscono a eventi sismici di magnitudo $M = 4 \div 6,9$, distanze epicentrali $R_{ep} = 0,4 \div 95,3$ km e profondità focali $z_{ip} = 0,1 \div 45$ km. Altre caratteristiche del *database* sono riportate in [14].

Il *database* così sviluppato include 947 registrazioni di 207 eventi sismici registrati da 297 stazioni di misura dislocate sul territorio nazionale. Per ciascuna stazione sono disponibili informazioni riguardanti l'ubicazione e la morfologia dell'area in cui essa ricade, insieme con la categoria di sottosuolo definita mediante la classificazione prevista dalla normativa tecnica italiana vigente [12]. In essa, la categoria di sottosuolo viene attribuita sulla base della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ misurata o stimata nei primi trenta metri di profondità dal piano campagna. In mancanza di misure dirette della velocità di propagazione delle onde di taglio fornite da prove geofisiche in foro, la categoria di sottosuolo è attribuita sulla base di informazioni di carattere geologico; in questo caso le cinque categorie di sottosuolo sono identificate con i simboli A*, B*, C*, D*, E*.

Nella Tabella 6.5 sono riportati gli intervalli dei valori individuati per alcuni parametri caratteristici degli eventi sismici a cui si riferiscono le registrazioni accelerometriche (magnitudo locale M_L e momento M_w , profondità ipocentrale z_{ip} , distanza epicentrale R_{ep}), insieme con una indicazione delle caratteristiche della faglia.

Tabella 6.5: Caratteristiche delle registrazioni sismiche presenti nel database sismico italiano.

Categoria	n.reg.	M_L	M_w	z_{ip} (km)	R_{ep} (km)	TF	NF	SS	U	n.d.
A	13	4,1-6,5	4,1-6,9	4,3-22,1	1,4-36,9	1	10	1	1	
A*	110	4-6,1	4-6,5	0,9-30	0,7-89,9	1	83	11	15	
A+A*	123	4-6,5	4-6,9	0,9-30	0,7-89,9	2	93	12	16	
B	150	3,6-6,5	4-6,9	3-45	1,2-78,4	33	95	9	13	
B*	319	3-6,1	4-6,5	1-24,5	0,6-90,4	13	238	15	48	5
B+B*	469	3-6,5	4-6,9	1-45	0,6-90,4	46	333	24	61	5
C	54	3,7-6,4	4,5-6,5	3-29	2,8-95,3	25	14	8	7	
C*	240	4-6,4	4-6,5	0,9-30	0,4-81,5	97	95	11	37	
C+C*	294	3,7-6,4	4-6,5	0,9-30	0,4-95,3	122	109	19	44	
D	14	3,7-6,1	4,3-6,5	0,9-9,2	2,4-50,3		9	5		
E	47	4-6,1	4,2-6,5	0,1-14	1,3-73,9		37	5	5	
tutte	947	3-6,5	4-6,9	0,1-45	0,4-95,3	170	581	65	126	5

TF: faglia inversa, NF: faglia normale, SS: faglia trascorrente, U: faglia obliqua, n.d.: non determinato

Le Tabelle 6.6 e 6.7 riportano gli intervalli dei valori individuati dai parametri sintetici del moto sismico determinati dalle registrazioni accelerometriche ottenute in direzione orizzontale e verticale: PGA , PGV e PGD rappresentano i valori di picco dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento, T_m il periodo medio [17], D_{5-95} la durata della fase di *strong-motion* [18], I_A l'intensità di Arias [19] e $v_{(0)}$ la frequenza di passaggi per lo zero.

Tabella 6.6: Parametri sintetici del moto ottenuti dalle registrazioni accelerometriche orizzontali.

Category	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	T_m (s)	D_{5-95} (s)	I_A (cm/s)	$v_{(0)}$ (Hz)
<i>A</i>	0,053-0,186	1,39-21,44	0,17-11,85	0,116-1,179	1,1-49,8	1-28,7	3,46-29,57
<i>A*</i>	0,05-0,866	0,72-66,08	0,01-14,92	0,078-0,804	0,8-53	0,3-608,7	3,41-34,54
<i>A+A*</i>	0,05-0,866	0,72-66,08	0,01-14,92	0,078-1,179	0,8-53	0,3-608,7	3,41-34,54
<i>B</i>	0,05-0,657	0,54-70,32	0,02-26,87	0,066-1,55	0,4-49,5	0,4-362,8	1,93-50,52
<i>B*</i>	0,05-0,867	0,6-83,02	0,02-21,28	0,08-0,987	0,5-48,7	0,3-384,2	4,49-37,57
<i>B+B*</i>	0,05-0,867	0,54-83,02	0,02-26,87	0,066-1,55	0,4-49,5	0,3-384,2	1,93-50,52
<i>C</i>	0,05-0,41	1,06-57,51	0,06-14,21	0,13-1,265	1,6-49,3	0,6-132,6	2,93-24,62
<i>C*</i>	0,05-0,72	0,76-58,52	0,02-23,02	0,096-1,207	0,7-52,8	0,5-288,8	3,29-45,23
<i>C+C*</i>	0,05-0,72	0,76-58,52	0,02-23,02	0,096-1,265	0,7-52,8	0,5-288,8	2,93-45,23
<i>D</i>	0,057-0,338	3,37-22,86	0,41-4,21	0,268-1,049	3-37,9	2,6-69,7	2,87-13,11
<i>E</i>	0,05-0,531	0,94-32,57	0,03-5,43	0,099-0,364	1,1-13,8	0,9-286,7	7,04-34,74
<i>tutte</i>	0,05-0,867	0,54-83,02	0,01-26,87	0,066-1,55	0,4-53	0,3-608,7	1,93-50,52

I massimi valori dell'accelerazione di picco PGA e dell'intensità di Arias I_A di tutti gli accelerogrammi orizzontali (Tab. 6.6) sono pari a $0,867g$ e a $608,7$ cm/s, mentre i minimi valori sono pari a $0,05g$ e a $0,3$ cm/s. I minimi e i massimi valori della velocità di picco PGV sono pari a $0,54$ cm/s e a $83,02$ cm/s, mentre per lo spostamento di picco PGD si ha $0,01$ cm e $26,87$ cm. Il periodo medio T_m e la durata significativa D_{5-95} sono compresi negli intervalli $0,066 \div 1,550$ s e $0,4 \div 53,0$ s, mentre la frequenza dei passaggi per lo zero $v_{(0)}$ risulta compresa tra $1,93$ e $50,52$ Hz.

Il *database* è stato utilizzato per fornire contributi normativi relativi alla stabilità dei pendii e delle costruzioni di terra, consistenti nella determinazione del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, β , secondo la definizione riportata nella normativa italiana tecnica vigente, NTC 2018 [1].

Tabella 6.7: Parametri sintetici del moto ottenuti dalle registrazioni accelerometriche verticali.

Categoria	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	T_m (s)	D_{5-95} (s)	I_A (cm/s)	$v_{(0)}$ (Hz)
A	0,017-0,105	0,72-13,24	0,06-8,32	0,136-1,349	1,9-53	0,22-15,3	3,75-21,29
A*	0,011-0,886	0,23-68,62	0,01-37,08	0,09-0,843	1,2-53,1	0,07-474,6	7,7-37,19
A+A*	0,011-0,886	0,23-68,62	0,01-37,08	0,09-1,349	1,2-53,1	0,07-474,6	3,75-37,19
B	0,00002-0,496	0,002-25,6	0,0002-16,84	0,073-1,069	0,7-52,6	0,000002-181,4	2,95-62,28
B*	0,007-0,645	0,11-33,7	0,004-21,13	0,069-1,127	0,5-50,6	0,02-153,5	5,31-46,24
B+B*	0,00002-0,645	0,002-33,7	0,0002-21,13	0,069-1,127	0,5-52,6	0,000002-181,4	2,95-62,28
C	0,008-0,857	0,29-26,77	0,02-5,8	0,097-1,337	2,1-45,6	0,06-305,3	4,52-32,92
C*	0,008-0,729	0,15-24,93	0,006-11,35	0,074-1,27	0,7-54,2	0,07-225,2	4,34-49,9
C+C*	0,008-0,857	0,15-26,77	0,006-11,35	0,074-1,337	0,7-54,2	0,06-305,3	4,34-49,9
D	0,026-0,24	2,27-10,82	0,18-2,1	0,208-0,565	5-37,3	0,92-34,8	5,27-14,05
E	0,009-0,444	0,22-21,22	0,01-2,74	0,107-0,369	1,2-15,6	0,05-65	7,83-46,04
tutte	0,00002-0,886	0,002-68,62	0,0002-37,08	0,069-1,349	0,5-54,2	0,000002-474,6	2,95-62,28

6.3.3 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β

Le verifiche sismiche dei pendii vengono tipicamente svolte adottando un approccio pseudo-statico per la descrizione delle forze d'inerzia indotte dal sisma nella coltre instabile. Nell'approccio, le forze d'inerzia sono simulate da forze statiche equivalenti costanti in modulo, direzione e verso e proporzionali al peso proprio della coltre instabile attraverso il coefficiente sismico k . Il risultato delle analisi consiste nella valutazione del coefficiente di sicurezza F_S , che esprime la distanza da un possibile meccanismo di collasso. Tuttavia, durante eventi sismici intensi i meccanismi plastici vengono attivati solo temporaneamente, per brevi istanti di tempo, comportando un progressivo accumulo di spostamenti permanenti durante la fase di scuotimento sismico. La prestazione sismica del pendio può quindi essere valutata confrontando il valore dello spostamento permanente, d , indotto a fine sisma con prefissati valori di soglia dello spostamento, d_y . Tale verifica può essere condotta in maniera indiretta utilizzando, nel metodo dell'equilibrio limite, un valore del coefficiente sismico k correlato ai desiderati livelli di prestazione sismica, quest'ultima espressa in termini dei valori di soglia, d_y , dello spostamento.

Nell'ipotesi di comportamento duttile del terreno, il coefficiente sismico k può essere definito come un'aliquota del coefficiente sismico massimo $k_{\max} = a_{\max}/g$, attraverso la relazione $k = \beta \cdot k_{\max}$, in cui $\beta \leq 1$ è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima. Se a seguito di un'analisi pseudo-statica eseguita assumendo un coefficiente sismico $k = \beta \cdot k_{\max}$ si ottiene la completa mobilitazione della resistenza al taglio ($F_S = 1$) allora per definizione il coefficiente sismico attinge il valore critico e $k = k_c$; conseguentemente, il massimo valore dello spostamento atteso, calcolato con una relazione di *upper bound*, è pari al valore di soglia dello spostamento $d = d_y$. Il coefficiente sismico k può quindi essere ottenuto utilizzando una relazione che legghi gli spostamenti permanenti d al rapporto k_c/k_{\max} , come riportato schematicamente nella Figura 6.2, o anche relazioni semi-empiriche più avanzate, nelle quali l'*input* sismico non compaia esclusivamente attraverso il coefficiente sismico massimo k_{\max} , ma anche attraverso altri parametri sintetici del moto.

Nel triennio 2022-2024 il coefficiente sismico k è stato calibrato applicando il metodo di Newmark [13] al *database* di accelerogrammi italiani precedentemente richiamato. Fissata la prestazione sismica attesa per il pendio, individuata da un valore soglia dello spostamento permanente, d_y , il coefficiente sismico è stato ricavato da relazioni semi-empiriche di *upper-bound* (94° percentile) in cui gli spostamenti permanenti sono legati al rapporto k_c/k_{\max} , ove $k_{\max} = a_{\max}/g$. Tali relazioni semi-empiriche sono state ottenute per quattro diversi valori dell'accelerazione massima, $a_{\max} = 0.35, 0.25, 0.15$ e $0.05g$, ai quali sono stati scalati gli accelerogrammi del nuovo *database* sismico escludendo le registrazioni che avrebbero richiesto valori del fattore di scala al di fuori dell'intervallo $0.5 \div 2$, e per tre classi di sottosuolo, queste ultime legate alle categorie di sottosuolo definite dalle NTC 2018 [1]: roccia (corrispondente alla categoria di sottosuolo A), terreni consistenti o addensati (corrispondenti alla categoria di sottosuolo B) e poco consistenti o sciolti (corrispondenti alle categorie di sottosuolo C, D ed E). L'accorpamento delle categorie di sottosuolo C, D ed E si è resa necessaria per la scarsa numerosità di registrazioni ottenute da stazioni su sottosuolo di tipo D ed E.

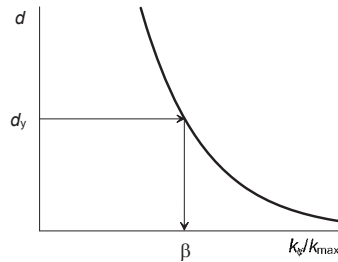


Figura 6.2: Equivalenza tra gli spostamenti permanenti e il coefficiente sismico da utilizzare nelle analisi pseudo-statiche.

La reazione semi-empirica utilizzata nel presente triennio di ricerca è riportata di seguito:

$$d = B_1 \cdot e^{-A \frac{k_c}{k_{max}}} \quad (6.24)$$

in cui B_1 rappresenta lo spostamento al 94° percentile per $k_c = 0$, ottenuto ipotizzando una distribuzione log-normale degli spostamenti attorno al valore medio, e A rappresenta la pendenza della retta in un piano semi-logaritmico, assunta pari alla pendenza della relazione media (50° percentile). I valori dei coefficienti A e B_1 per la relazione di *upper bound* ottenuti per tutte le accelerazioni massime e le classi di sottosuolo sono riportati nella Tabella 6.8.

Tabella 6.8: Parametri della relazione semi-empirica per il calcolo degli spostamenti permanenti.

Classe	Roccia (cat. A)		Consistenti/addensati (cat. B)		Poco cons./sciolti (cat. C,D,E)	
	A	B_1 (m)	A	B_1 (m)	A	B_1 (m)
a_{max} (g)						
0,35	7,76	1,54	7,26	0,86	7,30	1,47
0,25	7,58	0,66	7,24	0,57	7,31	0,86
0,15	7,54	0,31	7,36	0,34	7,38	0,51
0,05	7,70	0,11	7,52	0,14	7,47	0,20

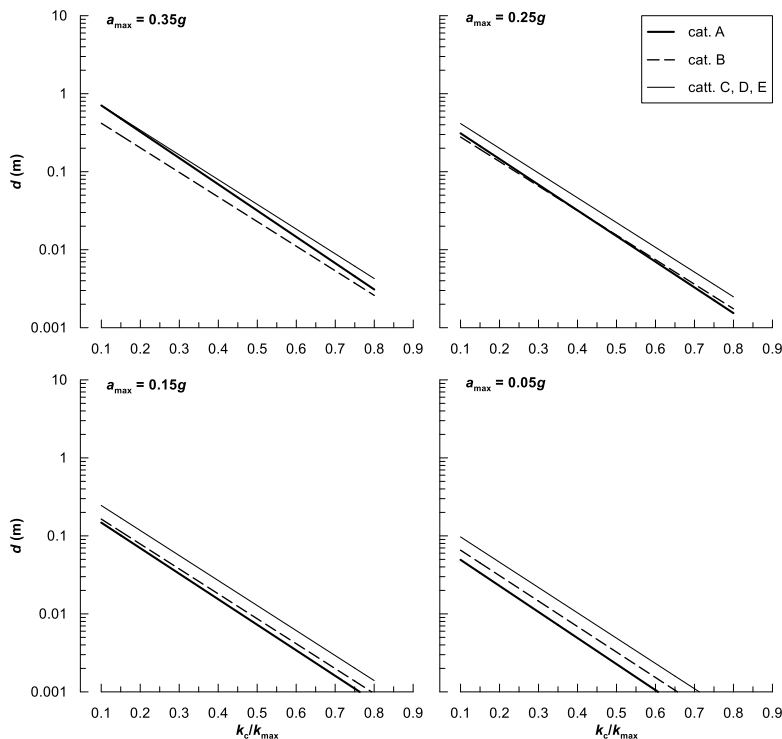


Figura 6.3: Relazioni semi-empiriche di upper bound (94° percentile) per tutte le accelerazioni di picco e le categorie di sottosuolo.

Il confronto delle relazioni semi-empiriche di *upper bound* al 94° percentile, per tutte le categorie di sottosuolo e le accelerazioni massime, è riportato nella Figura 6.3, da cui si evince che i massimi spostamenti permanenti di *upper bound* sono ottenuti per i terreni debolmente consistenti/sciolti (categorie C, D, E), per tutti i valori dell'accelerazione massima, a_{\max} . Al contrario, le relazioni semi-empiriche per roccia (cat. A) forniscono i valori minimi (sebbene di *upper bound*) per $a_{\max} = 0,15-0,05g$, mentre per $a_{\max} = 0,35g$ i valori minimi di spostamento sono stati calcolati per terreni consistenti/addensati (cat. B).

Note le relazioni di *upper bound* tra gli spostamenti permanenti e il rapporto k_c/k_{\max} , il coefficiente $\beta = k_c/k_{\max}$ è stato ottenuto in funzione degli spostamenti permanenti, d_y , che individuano fissati livelli di prestazione sismica per il pendio o la costruzione di terra. Se la verifica pseudo-statica del pendio, condotta utilizzando il valore $k = \beta \cdot k_{\max}$, restituisce un valore unitario del coefficiente di sicurezza ($F_s = 1$), allora $k = k_c$ e il

massimo spostamento permanente è $d = d_y$; se risulta $F_S > 1$ lo spostamento del pendio è minore del fissato valore di soglia ($d < d_y$) e se, invece, $F_S < 1$ è $d > d_y$ e la verifica non è soddisfatta.

Il coefficiente sismico k può essere ottenuto invertendo la relazione sopra riportata, come di seguito, adottando i parametri riportati nella Tabella 6.9:

$$\beta = \frac{k_c}{k_{max}} = -\frac{1}{A} \ln\left(\frac{d_y}{B_1}\right) \quad (6.25)$$

I valori di *upper-bound* di β sono stati ottenuti per specifici valori di soglia dello spostamento d_y : in particolare, sono stati adottati i valori $d_y = 2, 5$ e 15 cm, come riportato nella Tabella 6.9; per valori di $\beta < 0,10$ si è posto, cautelativamente $\beta = 0,10$. I valori soglia di 15 e 5 cm corrispondono a livelli di danno da moderati a trascurabili, ipotizzando un comportamento duttile del pendio durante lo scivolamento, rispettivamente in assenza e presenza di manufatti [20], mentre $d_y = 2$ cm è stato considerato accettabile da Wilson e Keefer [21] per rocce e terreni molto consistenti, caratterizzati da un comportamento fragile.

Per le costruzioni di terra (rilevati e fronti di scavo), i valori dell'aliquota β da utilizzare nell'approccio pseudo-statico possono essere assunti pari al massimo valore calcolato per uno spostamento rispettivamente pari a 15 cm per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e a 5 cm per lo stato limite di danno (SLD). In tal modo si accetta una peggiore prestazione dei manufatti, e quindi un maggiore valore di d_y (15 cm), per eventi sismici rari e di elevata intensità ($P_{VR} = 10\%$), e si richiede invece una migliore prestazione, e quindi un minore valore di d_y (5 cm), per eventi sismici frequenti e di bassa intensità ($P_{VR} = 63\%$). Dalla Tabella 6.9 si ottiene $\beta_{max} = 0,31$ per $d_y = 15$ cm e $\beta_{max} = 0,46$ per $d_y = 5$ cm.

Tabella 6.9: Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

d_y (m)	0,15	0,05	0,02	0,15	0,05	0,02	0,15	0,05	0,02
a_{max} (g)	Roccia (cat. A)			Consistenti/addensati (cat. B)			Poco cons./sciolti (cat. C,d,e)		
0,35	0,30	0,44	0,56	0,24	0,39	0,52	0,31	0,46	0,59
0,25	0,20	0,34	0,46	0,19	0,34	0,46	0,24	0,39	0,51
0,15	0,10	0,24	0,37	0,11	0,26	0,39	0,17	0,32	0,44
0,05	0,10	0,10	0,22	0,10	0,14	0,26	0,10	0,19	0,31

6.3.4 Relazioni semi-empiriche avanzate

L'accuratezza nella valutazione del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito dipende dall'affidabilità della forma funzionale adottata per gli spostamenti permanenti. Per la relazione presentata nel paragrafo precedente si è adottata una forma semplice, in grado di fornire una buona stima del coefficiente β nel campo $k_c/k_{\max} = 0,1 - 0,8$ [14]. La summenzionata relazione cade invece in difetto per valori estremali del rapporto k_c/k_{\max} , per i quali ci si attenderebbe, nell'ipotesi di comportamento rigido-plastico perfetto alla base del metodo del blocco rigido di Newmark, spostamenti permanenti $d \rightarrow \infty$ per $k_c/k_{\max} = 0$ (nessuna resistenza sismica del pendio) e $d = 0$ per $k_c/k_{\max} = 1$ (resistenza sismica del pendio mai attinta durante l'evento sismico).

La valutazione del coefficiente β è stata quindi migliorata adottando la relazione semi-empirica per gli spostamenti di recente proposta da Rollo e Rampello [22], sviluppata con riferimento alla sismicità italiana per restituire gli spostamenti in funzione del rapporto k_c/k_{\max} e di k_{\max} :

$$\ln(d) = a_0 + a_1 \ln\left(1 - \frac{k_c}{k_{\max}}\right) + a_2 \ln\left(\frac{k_c}{k_{\max}}\right) + a_3 \left[\ln\left(\frac{k_c}{k_{\max}}\right)\right]^2 + a_4 \ln(k_{\max}) \quad (6.26)$$

ove a_0, a_1, a_2, a_3 e a_4 sono coefficienti adimensionali e d è lo spostamento permanente in cm.

Analogamente a quanto descritto nel paragrafo precedente, il metodo di Newmark [13] è stato applicato all'intero *database* sismico italiano per valutare gli spostamenti permanenti per diversi valori del coefficiente sismico critico $k_y = 0,04; 0,06; 0,08; 0,1; 0,12; 0,15$. In tal modo è stato possibile determinare i coefficienti medi della relazione (1.3), i cui valori sono riportati nella Tabella 6.10.

Tabella 6.10: Coefficienti della relazione semi-empirica

a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
0,698	1,899	-1,987	-0,285	1,101

È importante sottolineare che i coefficienti della relazione proposta tengono conto indistintamente di tutte le categorie di sottosuolo e di tutti i valori di accelerazione massima che caratterizzano il database sismico nazionale.

La Figura 6.4 mostra gli spostamenti permanenti d ottenuti per doppia integrazione di tutti gli accelerogrammi registrati su territorio nazionale, insieme alle relazioni empiriche medie e di *upper bound*, relative a un valore di $a_{\max} = 0,175g$, rappresentativo del valor medio per il *database* considerato. La curva di *upper bound* si riferisce al 94° percentile.

Analogamente a quanto discusso nel paragrafo precedente, i valori di β sono stati ottenuti per spostamenti di soglia $d_y = 2, 5$ e 15 cm con riferimento alla soluzione di *upper bound* e sono riportati nella Tabella 6.11. I valori così determinati sono confrontabili con quelli riportati nella Tabella 6.9 per $a_{\max} = 0,15$ e $0,25$ g, dimostrando la validità della nuova relazione semi-empirica adottata.

I risultati riportanti mettono in luce la necessità ulteriori studi per determinare i valori di β distinti per categorie di sottosuolo e per diversi valori di accelerazione massima.

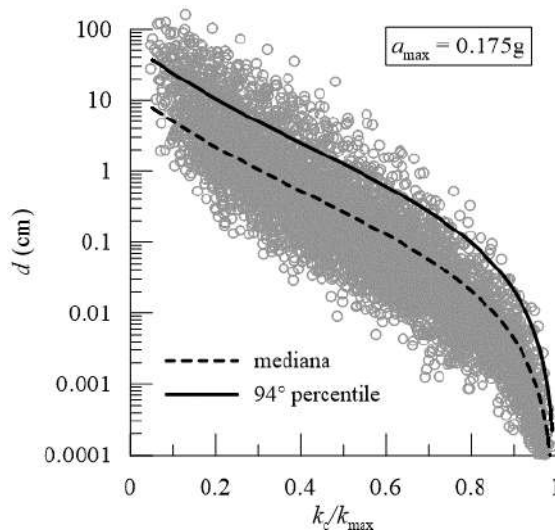


Figura 6.4: Spostamenti calcolati e relazioni semi-empiriche.

Tabella 6.11: Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

d_y (m)	0,15	0,05	0,02
a_{max} (g)	Tutte le categorie		
0,175	0,152	0,299	0,431

6.4 FONDAZIONI

6.4.1 Descrizione delle attività svolte

La principale finalità del WP16 – Task 16.3 “Fondazioni” è stata l’analisi dell’interazione sismica terreno-fondazione-struttura in elevazione, con l’obiettivo di proporre delle possibili migliorie, o aggiornamenti, alle Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 2018 [1]. Le attività di ricerca del Task 16.3 sono state condotte dalle Unità di Ricerca (UR) indicate nella Tabella 6.1. Parte delle attività è stata svolta anche da UR geotecniche operanti in ambito del WP3 “Affidabilità sismica delle strutture”.

Nei paragrafi che seguono si riportano le proposte di modifica derivate da tale attività di ricerca, suddivise secondo i paragrafi e le parti delle NTC 2018 [1] dove tali modifiche potrebbero essere apportate.

6.4.2 Requisiti strutturali degli elementi di fondazione [§ 7.2.5 delle NTC]

Le azioni trasmesse dalla struttura in elevazione e da questa al terreno rappresentano la soluzione del problema dell’interazione terreno-fondazione-struttura, che può essere studiato con diversi livelli di complessità. Nella generalità dei casi, le azioni in fondazione dipendono dal meccanismo d’interazione fra la struttura e il sistema fondazione-terreno, come specificato nel paragrafo successivo.

In tal senso, nel § 7.2.5 ‘Requisiti strutturali degli elementi di fondazione’, il capoverso “Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall’analisi del comportamento dell’intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3” potrebbe essere sostituito con il capoverso “Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall’analisi del comportamento dell’intera opera, che deve essere condotta secondo gli

approcci specificati nel § 7.2.6, tenendo opportunamente in conto gli effetti dell'interazione terreno-fondazione-struttura, qualora si dimostrino significativi.”.

6.4.3 Modellazione della struttura e dell'azione sismica [§ 7.2.6 delle NTC]

6.4.3.1 Modellazione della struttura

In molti casi, la previsione della domanda sismica non può prescindere dalla modellazione dell'interazione dinamica terreno-fondazione-struttura. L'evidenza, a livello sia teorico sia sperimentale, dell'importanza dell'interazione è molto ampia; a titolo di esempio, si può fare riferimento ai lavori di Gazetas [23] – Makris et al. [24] – Noto et al. [25] - Silvestri et al. [26]. La necessità o l'opportunità di includere il modello di interazione nell'analisi della struttura, inoltre, è espressamente prevista dalla bozza più recente di Eurocodice 8 parte 1 [2].

La rilevanza degli effetti di interazione può essere stabilita dopo aver confrontato la risposta del sistema a base deformabile con quella del sistema a base fissa. A tal fine, è opportuno disporre di uno strumento di analisi speditivo che sia in grado di predire la significatività dell'interazione, rispetto all'ipotesi convenzionale di struttura a base fissa e di valutare l'opportunità di tenerne conto in relazione all'importanza della costruzione. In tal senso, in linea con le normative sismiche più avanzate a livello internazionale (p.es. [27]), si può fare riferimento ai cosiddetti. ‘modelli surrogati’, fra i quali l'oscillatore equivalente a un grado di libertà [28, 29, 30, 31]. Il periodo fondamentale e lo smorzamento dell'oscillatore equivalente sono definiti anche ‘periodo allungato’ [\tilde{T}] e ‘smorzamento apparente’ [$\tilde{\xi}$].

Per la calibrazione dell'oscillatore equivalente occorre valutare le funzioni di impedenza dinamica delle fondazioni traslazionali (verticale e orizzontali) e rotazionali. Queste sono ottenibili da soluzioni di letteratura [ad es. 32, 33] oppure tramite analisi dinamiche del solo sistema fondazione-terreno.

La deformabilità e la capacità dissipativa della fondazione, che di fatto definiscono le funzioni di impedenza dinamica, dipendono dal livello di deformazione nel sottosuolo. A tal riguardo si possono utilizzare le proprietà di rigidità e smorzamento del terreno di fondazione mobilitate in regime di *free-field* [34], in quanto le deformazioni distorsionali in tali condizioni rappresentano un limite superiore di quelle al di sotto del piano di fondazione per effetto dell'interazione dinamica.

In relazione all'allungamento del periodo e alla variazione di smorzamento equivalente, è possibile valutare se la domanda sismica in termini di accelerazione spettrale risulti aumentata o diminuita a seguito dell'interazione dinamica, e quindi se tenerne conto sia, rispettivamente, più o meno cautelativo rispetto allo schema a base fissa [35]. L'effetto di interazione può ritenersi non significativo per valori elevati del rapporto tra rigidità del terreno e della struttura. Assimilando quest'ultima a un oscillatore semplice con frequenza a base fissa, f , e baricentro delle masse di altezza h rispetto al piano di fondazione, l'effetto è trascurabile per valori di $[V_s/(fh)] > 20$, assumendo per V_s un valore rappresentativo della velocità di onde di taglio nel terreno di fondazione.

Nella tipologia di fondazione con elementi isolati (cioè plinti, eventualmente su pali), anche se connessi da travi di collegamento, la trasmissione delle azioni orizzontali alla struttura può comportare significative oscillazioni verticali dei singoli elementi di fondazione, e di conseguenza un moto rotazionale del sistema di fondazione nel suo complesso. Si deve perciò tenere conto anche della deformabilità verticale del complesso elemento-terreno di fondazione- per tutti gli elementi anzidetti, dal momento che questa comporta un allungamento del periodo di oscillazione orizzontale e una modifica della capacità dissipativa del sistema strutturale. Nella nuova versione della Circolare si potrebbe introdurre il suggerimento [29] di trascurare gli effetti dell'interazione per valori del rapporto di rigidità terreno-struttura $[V_s/(fh)] > 20$.

Il § 7.2.6 'Criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica', dunque, si potrebbe integrare in questo modo:

“La rilevanza degli effetti di interazione ai fini della definizione del modello strutturale può essere determinata mediante l'impiego di modelli surrogati, come l'oscillatore semplice equivalente, caratterizzato da un periodo naturale incrementato, \tilde{T} , e da uno smorzamento apparente, $\tilde{\xi}$, rispetto allo schema a base fissa.

Il modello di analisi della struttura deve comprendere la deformabilità del sistema fondazione-terreno nei casi in cui questa possa comportare un peggioramento della domanda sismica nella struttura fuori terra. Laddove la deformabilità del sistema fondazione-terreno avesse un effetto favorevole, si può adottare il modello a base fissa oppure includere il meccanismo d'interazione nell'analisi della struttura, ma questo deve essere definito con criteri cautelativi.

Se si tiene conto dell'interazione, è necessario considerare la dipendenza delle caratteristiche di rigidità e smorzamento dal livello deformativo nel terreno. Nella

tipologia di fondazione con elementi isolati (travi, plinti, cassoni) o connessi da travi di collegamento, si deve tenere conto della modifica dei periodi di oscillazione orizzontali dovuta alla deformabilità verticale del complesso terreno-fondazione per ogni elemento di fondazione considerato. Il modello di analisi deve comprendere l'effetto inerziale della fondazione che può essere simulato mediante masse concentrate. In presenza di travi di collegamento, si deve considerare anche il contributo di queste alla rigidità della struttura”.

6.4.3.2 Modellazione dell'azione sismica

L'azione sismica può essere definita mediante l'impiego di spettri elastici, eventualmente desunti da analisi di risposta sismica locale, o storie temporali del moto del terreno. Per le fondazioni superficiali, l'azione sismica deve essere riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali, tenendo conto delle modifiche delle ampiezze del moto dovute all'interazione cinematica. Questi aspetti si potrebbero chiarire nel § 7.2.6, specificando che:

“Per le fondazioni superficiali, l'azione sismica deve essere riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali, tenendo conto delle modifiche delle ampiezze del moto dovute all'interazione cinematica, se questa è significativa nell'intervallo di periodi di oscillazione di interesse per la costruzione”.

Il § 7.2.6 riporta delle prescrizioni di limite inferiore sullo spettro di risposta elastico ottenuto mediante analisi di risposta sismica locale, che deve essere almeno pari al 70% di quello su sottosuolo A, e sul tagliante alla base, che deve essere almeno pari al 70% di quello del sistema a base fissa, vale a dire:

“a) I valori dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti dell'azione sismica di progetto, valutato assumendo il 5 % di smorzamento ed ottenuto tramite analisi di risposta sismica locale e/o di interazione terreno-struttura, devono essere almeno pari al 70 % di quelli del corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione per sottosuolo di tipo A, come definito al § 3.2.3.2;

b) Ove si effettuino analisi di interazione terreno-struttura, la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A, come definito al § 3.2.3.2;”

In qualche modo, la prescrizione (a) ha lo scopo di evitare una riduzione eccessiva dello spettro di riferimento nell'intervallo di frequenze di interesse dell'opera in esame,

che si può verificare a seguito di una particolare combinazione dei segnali selezionati per l'analisi RSL.

La seconda limitazione appare invece priva di una chiara motivazione scientifica. Tuttavia, la definizione di un limite superiore per la riduzione del tagliante alla base appare ancora una scelta prudente e necessaria. Si suggerisce, quindi, di continuare ad inserire un limite, anche se meno restrittivo di quello previsto dalle NTC 2018 [1], in ragione del progresso delle conoscenze dei meccanismi di interazione terreno-struttura e della maggiore diffusione delle stesse nell'ambito dell'Ingegneria sismica e dei professionisti coinvolti. Appare, inoltre, più opportuno prevedere una percentuale del tagliante derivato da un'analisi in cui si considera l'effetto della sola RSL, prescindendo però dallo studio di interazione. In tal senso si suggerisce modificare il testo del punto b) come segue:

“b) Ove si effettuino analisi di interazione terreno-struttura, la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 50% di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione, tenendo solo in conto gli effetti della Risposta Sismica Locale”

Dal paragrafo relativo alla ‘Modellazione dell'azione sismica’ si propone di eliminare il capoverso:

“È possibile considerare la deformabilità del complesso fondazione-terreno e la sua capacità dissipativa, utilizzando ad esempio vincoli viscoelastici caratterizzati da un'opportuna impedenza dinamica. In tal caso, è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidità e smorzamento dal livello deformativo nel terreno.”

alla luce delle modifiche in tal senso anticipate nel § 6.4.3.1 in merito alla ‘Modellazione della struttura’, cui tale tipo di osservazione si ritiene più pertinente.

Si propone, altresì, di eliminare il capoverso:

“Per le fondazioni miste, come specificato al § 6.4.3, l'interazione fra terreno, pali e struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali.”

in quanto già presente in forma praticamente identica nel §7.11.5.3.2, e cioè:

“Per le fondazioni miste, di cui al § 6.4.3, l’interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell’aliquota dell’azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell’aliquota trasmessa ai pali.”

e come tale suscettibile delle modifiche più avanti proposte nel §6.4.4.6 del presente testo.

6.4.4 Fondazioni [§ 7.11.5 delle NTC 2018]

6.4.4.1 Regole generali di progettazione

In linea con quanto previsto nella bozza più recente di Eurocodice 8 parte 5, nel § 7.11.5.1 ‘Regole generali di progettazione’ si dovrebbe enunciare il principio di carattere generale in virtù del quale “Le fondazioni devono resistere agli effetti della risposta del terreno e delle azioni trasmesse dagli elementi soprastanti in modo tale che la prestazione del sistema terreno-fondazione-struttura sia compatibile, in termini statici e/o cinematici, con lo stato limite di riferimento”.

6.4.4.2 Verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD) [§ 7.11.5.3 delle NTC 2018]

Nella logica in cui il criterio di verifica delle fondazioni deve essere coerente con quello della struttura, la verifica degli Stati Limite ultimi che comportano la mobilitazione della resistenza del terreno è svolta in termini di forze o di spostamento. Nei metodi di analisi lineari, la verifica SLV della fondazione è svolta in termini di forze, in una fase successiva all’analisi della struttura, in cui si applicano alla fondazione le sollecitazioni trasmesse dagli elementi soprastanti. Nell’analisi non lineare, statica o dinamica, la valutazione della prestazione è basata sul confronto fra domanda e capacità in termini di spostamento. A tal fine è necessario che i modelli di interazione siano capaci di prevedere lo sviluppo di deformazioni permanenti.

Nelle verifiche SLD, contrariamente a quanto ipotizzato nelle NTC 2018, la verifica è svolta sempre in termini di spostamento. Questa discende dal modello di analisi nel caso in cui l’interazione terreno-fondazione-struttura sia stata modellata in modo esplicito. Invece, nel caso in cui l’analisi della struttura sia stata svolta trascurando l’interazione con il terreno di fondazione (struttura a base fissa), la domanda di

spostamento si valuta applicando alla fondazione le azioni trasmesse dagli elementi soprastanti.

In tal senso, nel § 7.11.5.3 ‘Verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di danno (SLD)’, in luogo del capoverso “*Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con le metodologie indicate nel Capitolo 6 e con le prescrizioni riportate al § 7.11.1*” si potrebbe scrivere: “I criteri di verifica delle fondazioni devono essere coerenti con quelli utilizzati per la struttura fuori terra. La verifica delle fondazioni nei confronti degli Stati Limite Ultimi geotecnici è svolta in termini di forze o di spostamenti, a seconda del metodo di analisi della struttura. Nei metodi di analisi lineari, la verifica SLV è svolta in una fase successiva all'analisi della struttura, in cui si applicano alla fondazione le sollecitazioni trasmesse dagli elementi soprastanti, come precisato nel § 7.2.5. In questo caso, le verifiche sono condotte in termini di forze, con le metodologie indicate nel Capitolo 6 e con le prescrizioni riportate al § 7.11.1. Nei metodi di analisi non lineari, la verifica SLV è effettuata in termini di spostamento; in questo caso, si devono considerare modelli di comportamento delle fondazioni che prevedono lo sviluppo di deformazioni permanenti, quali ad esempio molle elasto-plastiche o macro-elementi. Nei sistemi con fondazioni isolate o connesse da travi di collegamento si deve tenere conto dell'accoppiamento fra le componenti dell'azione in fondazione, qualora la trasmissione delle azioni orizzontali comporti significative variazioni dei carichi verticali sulle fondazioni anzidette. Nelle verifiche allo SLD, la domanda sismica è valutata in termini di spostamento. Questa discende direttamente dal modello di analisi nel caso in cui l'interazione terreno-fondazione-struttura sia stata modellata in modo esplicito. Nell'ipotesi in cui non sia stata considerata l'interazione (struttura a base fissa), la domanda di spostamento si valuta applicando alla fondazione le azioni trasmesse dagli elementi soprastanti”.

6.4.4.3 Fondazioni superficiali – Generalità [§ 7.11.5.3.1 delle NTC 2018]

In modo coerente con i principi di carattere generale circa le verifiche allo stato limite ultimo e di danno delle fondazioni enunciati nel § 7.11.5.3, nel § 7.11.5.3.1 ‘Fondazioni superficiali’ si dovrebbe sostituire il capoverso “*La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II. In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve*

essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale” con il capoverso “La fondazione deve possedere capacità adeguata con riferimento allo stato limite ultimo strutturale (STR) e allo stato limite ultimo nei confronti dei meccanismi di collasso per carico limite e per scorrimento (GEO), nel rispetto della condizione [6.2.1]. Se la verifica è effettuata in termini di forze, si applicano i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II. Nelle verifiche in termini di spostamento, sussiste il principio di cui al § 7.11.5.1 in virtù del quale le fondazioni non devono subire spostamenti incompatibili con lo stato limite di riferimento”.

Nel caso delle fondazioni superficiali, si deve porre molta attenzione nella definizione dei modelli di interazione con molle distribuite verticali e orizzontali, lineari o non lineari. Ciò perché una distribuzione di molle verticali equivale a una macro-molla rotazionale in fondazione in serie con quella che rappresenta idealmente la struttura. In questa logica, si dovrebbe integrare il § 7.11.5.3.1 con il capoverso “I modelli d'interazione inerziale con molle distribuite verticali e orizzontali devono essere calibrati in modo che siano coerenti con le rigidità traslazionali e rotazionali riferite al sistema fondazione terreno nel suo complesso”.

6.4.4.4 Fondazioni superficiali – Verifiche allo SLV per carico limite e per scorrimento sul piano di posa [§ 7.11.5.3.1 delle NTC 2018]

La capacità portante di una fondazione superficiale deve essere intesa come la combinazione di azioni [Q, H, M], dove Q = carico assiale, H = carico laterale, M = momento alla quota intradosso della fondazione, che comporta la mobilitazione della resistenza del terreno. Questa dovrebbe essere determinata mediante l'impiego delle equazioni dei domini di collasso, tenendo conto del percorso di carico atteso nell'ipotesi di crescita proporzionale dell'azione variabile dominante della combinazione di carico considerata fino al collasso. In tal senso, nel § 7.11.5.3.1, in luogo del capoverso “*La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II. In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni*

discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale” con il capoverso “Nelle verifiche in termini di forze, le azioni derivano dall’analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. La resistenza deve essere intesa come la combinazione delle componenti del carico che produce il collasso del sistema fondazione-terreno, determinata tenendo conto dei meccanismi di interazione fra le componenti dell’azione risultante e del percorso di carico atteso per le azioni del terremoto. Quest’ultimo può essere definito ipotizzando una crescita proporzionale delle componenti anzidette, a partire dallo stato di sforzo determinato in assenza dell’azione sismica”.

Circa la verifica a scorrimento sul piano di posa, laddove è specificato il significato di azione, e cioè di domanda sulla fondazione, si dovrebbe chiarire che la domanda è una forza nelle verifiche in termini di forze. In tal senso si potrebbe sostituire il capoverso iniziale “*Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione*” con il capoverso “Nelle verifiche in termini di forze, per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento; per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione”.

6.4.4.5 Fondazioni superficiali – Verifiche allo stato limite ultimo (SLV) strutturale e allo stato limite di esercizio (SLD) [§ 7.11.5.3.1 delle NTC 2018]

Si noti che nelle NTC 2018 manca qualunque prescrizione circa la verifica SLU strutturale della fondazione, benché nel § 7.11.5.3 si faccia riferimento in modo esplicito allo stato limite ultimo strutturale degli elementi che compongono la fondazione. Nei casi in cui l’interazione sia idealizzata con modelli a parametri concentrati o nell’ipotesi di sistema a base fissa, la valutazione dello stato di sforzo ai fini delle verifiche anzidette richiede che sia definito un modello di interazione della sola fondazione con il terreno, sottoposto alle azioni trasmesse dagli elementi soprastanti. Limitatamente al caso dei modelli di interazione terreno-fondazione-struttura con molle distribuite verticali e orizzontali, lo stato di sollecitazione nella fondazione discende direttamente dal modello di analisi della struttura.

I modelli di interazione della sola fondazione con molle distribuite devono essere definiti in modo tale che la risposta degli stessi sia coerente con quella del sistema fondazione-terreno nel suo complesso. A tal fine è sufficiente che le rigidità

traslazionali del sistema con elementi distribuiti siano equivalenti a quella del macro-elemento riferito all'intero sistema di fondazione.

In tal senso, si dovrebbe integrare il § 7.11.5.3.1 'Fondazioni superficiali' con un chiaro riferimento alla verifica SLV strutturale. Si suggerisce a tal proposito il seguente sottoparagrafo

“Stato limite Ultimo (SLV) strutturale.

Se l'interazione terreno-fondazione-struttura è idealizzata con modelli a parametri concentrati multi-assiali visco-elastici o visco-elasto-plastici, ai fini della verifica allo stato limite ultimo strutturale della fondazione è necessario definire un modello di interazione della sola fondazione con il terreno. Questo va sottoposto alle azioni trasmesse dagli elementi soprastanti, che discendono dall'analisi del modello strutturale, e calibrato in modo che la risposta sia coerente con quella del sistema fondazione-terreno nel suo complesso. Nel caso in cui si consideri il modello a base fissa, omettendo dunque gli effetti di interazione, il modello di interazione della sola fondazione con il terreno deve essere definito in modo che sia coerente con le rigidità del sistema fondazione-terreno corrispondenti al livello di deformazione nel sottosuolo mobilitato nell'analisi di risposta sismica locale.” Nelle NTC 2018 è previsto che le verifiche allo SLD siano svolte in termini di forze. Questo criterio è in contraddizione con l'obiettivo di adottare un approccio prestazionale unitario e coerente per la struttura e per la fondazione, dal momento che questa è parte integrante dell'organismo strutturale. In altri termini, è opportuno prevedere verifiche prestazionali in termini cinematici anche per la fondazione.

Nei metodi di analisi lineari, come la dinamica modale, la domanda in spostamento si può valutare combinando le deformate dei modi prevalenti. Gli spostamenti della fondazione discendono dall'analisi della struttura se l'interazione è modellata in modo esplicito. Nel caso di struttura a base fissa, la domanda in spostamento può essere valutata applicando al modello di interazione della sola fondazione le azioni che discendono dalla combinazione dei modi principali. Nei metodi di analisi non lineari, la domanda di spostamento, intesa sempre come combinazione di variabili cinematiche (u , w , θ), si può esprimere in termini di valore massimo o valore permanente. La capacità va riferita a valori di soglia che nello spazio delle deformazioni possono determinare interruzioni o limitazioni d'uso temporanee, e cioè danni riparabili. Per le fondazioni con plinti (o cassoni), anche con travi di collegamento, si devono considerare anche i cedimenti localizzati.

In questa logica, nel § 7.11.5.3.1, in luogo del capoverso “*A meno dell’impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.IP*” si potrebbe scrivere “*In funzione del modello di analisi, la domanda è esprimibile in termini di valori massimi o permanenti di spostamenti verticali e orizzontali e di rotazioni; la capacità va riferita ai corrispondenti valori di soglia che possono determinare interruzioni o limitazioni d’uso temporanee, e cioè danni riparabili. Per le fondazioni con elementi isolati, anche se connessi da travi di collegamento, si devono considerare anche i cedimenti localizzati*”.

6.4.4.6 Fondazioni su pali – Stato limite ultimo (SLV) per mobilitazione della resistenza del terreno [§ 7.11.5.3.2 delle NTC 2018]

Nei metodi di analisi lineari, come l’analisi modale, la verifica SLV è effettuata in termini di forze. Questa è basata sulla valutazione indipendente della capacità portante in presenza dei soli carichi verticali, eventualmente eccentrici, e della capacità laterale. La capacità portante di una fondazione su pali, invece, deve essere intesa come la combinazione di azioni [Q, H, M], dove Q = carico assiale, H = carico laterale, M = momento alla quota intradosso dell’elemento di collegamento dei pali, che comporta la mobilitazione della resistenza del terreno. Come già detto per le fondazioni superficiali, questa dovrebbe essere determinata mediante l’impiego delle equazioni dei domini di collasso, tenendo conto del percorso di carico atteso nell’ipotesi di crescita proporzionale dell’azione variabile dominante della combinazione di carico considerata fino al collasso. Circa i domini di collasso si può fare riferimento agli sviluppi di letteratura più recenti [36, 37, 38, 39, 40, 41]. Si tratta di soluzioni in forma chiusa che consentono di ricavare la superficie di collasso di una fondazione su pali nello spazio delle azioni a partire dai valori di capacità portante del palo isolato, e dunque di impiego molto agevole nella progettazione. Si deve poi osservare che la distinzione fra i due meccanismi di collasso (per carichi verticali e per carichi trasversali) non ha significato. Esiste invece, ed è unico, il meccanismo di collasso per mobilitazione della *capacità portante della fondazione*, che dipende dal percorso di carico.

Altro aspetto critico delle NTC 2018 è quello di includere nello stesso capoverso sia la verifica SLV in termini di forze sia la verifica SLV in termini di spostamento, laddove si prevede di considerare fra gli SLV *“spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura”*. Come si è già detto, le verifiche SLV possono essere svolte in termini di forze o di spostamento, in funzione del metodo di analisi della struttura.

Dunque, nel § 7.11.5.3.2 ‘Fondazioni su pali’, si potrebbe eliminare la prescrizione *“La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all’azione assiale e trasversale deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.2 e 7.11.5.2, ponendo particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica per tener conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell’azione sismica”* e sostituire il capoverso:

“Nelle verifiche, si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

[-] raggiungimento della resistenza a carico limite verticale del complesso pali-terreno;

[-] raggiungimento della resistenza a carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;

[-] liquefazione del terreno di fondazione;

[-] spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;

[-] rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento)”

con il capoverso:

“Nelle verifiche in termini di forze, si devono prendere in considerazione gli stati limite che corrispondono alla rottura di uno degli elementi strutturali della fondazione (STR) e alla mobilitazione della capacità portante della stessa sotto carichi inclinati ed eccentrici (GEO). Per quest’ultima verifica, occorre tener conto debitamente dei meccanismi di interazione fra le componenti dell’azione risultante e del percorso di carico atteso per le azioni del terremoto.”

Per motivazioni analoghe, in luogo del capoverso:

“Le verifiche a carico limite consistono nel confronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione [6.2.1] e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1”

si potrebbe scrivere:

“Le verifiche di capacità portante consistono nel confronto fra le azioni in fondazione e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione [6.2.1] e delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.1, 7.11.2 e 7.11.5.2.”

Ciò perché in questo passaggio delle NTC 2018 si fa ancora riferimento alla verifica a carico limite sul palo singolo, in disaccordo con quanto previsto nel Capitolo 6, in cui si fa esplicito riferimento alla palificata nel suo insieme, e non al palo singolo.

In letteratura il termine ‘fondazione mista platea su pali’ si riferisce alla circostanza in cui la capacità portante della fondazione sia valutata portando in conto il contributo della platea di collegamento. Se la capacità portante della sola platea è sufficiente, l’aggiunta di pali serve soltanto per soddisfare i requisiti dello Stato Limite di Esercizio. Diversamente, se la capacità portante della platea non è sufficiente, l’aggiunta dei pali ha innanzitutto lo scopo di evitare il collasso per attingimento della capacità portante. In questo caso, si dovrebbe determinare il numero minimo di pali da aggiungere alla platea tale che la fondazione mista soddisfi il requisito dello SLU. Sul punto, tuttavia, anche alla luce dei recenti sviluppi sui domini di collasso dei gruppi di pali, è necessario fare chiarezza. In primo luogo, il meccanismo di fondazione mista platea su pali si riferisce al caso in cui, per un certo ingombro della fondazione superficiale, entrambe le componenti (platea e pali) contribuiscono alla verifica di capacità portante per soli carichi verticali. A tal riguardo l’approccio più conveniente è quello di considerare la sovrapposizione dei contributi della platea e del gruppo di pali [42]. In secondo luogo, per la valutazione della capacità portante di una fondazione mista platea su pali sotto carichi inclinati ed eccentrici non è stata ancora definita una procedura sufficientemente semplificata, potendosi tutt’al più utilizzare metodi numerici 3D, con adeguate modellazioni costitutive per il terreno e per le interfacce terreno-struttura. Si tratta di un approccio molto complesso, sicché conviene ipotizzare che il meccanismo resistente sia costituito dai soli pali. Si noti che questo dipende dal carico assiale sui pali, e pertanto è necessario valutare in via preliminare la ripartizione del carico gravitazionale (Q) fra i pali (Q_p) e la platea (Q_r). Per effetto dell’azione variabile dominante, a cui si deve l’inclinazione e l’eccentricità del carico risultante in fondazione, la verifica SLU del solo gruppo sottoposto all’azione (Q_p , H , M) potrebbe non essere più soddisfatta. In presenza di strutture snelle oppure in siti di elevata pericolosità sismica, quasi certamente è necessario apportare una modifica sostanziale

alla configurazione di progetto ottenuta ipotizzando per i soli carichi assiali il meccanismo combinato platea su pali.

Alla luce di tali considerazioni, nel § 7.11.5.3.2 in luogo del capoverso:

“Per le fondazioni miste, di cui al § 6.4.3, l’interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell’aliquota dell’azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell’aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l’interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD devono essere condotte con riferimento al solo gruppo di pali. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente Capitolo 7.”

si potrebbe scrivere:

“Per le fondazioni miste, di cui al § 6.4.3, la resistenza alle azioni del terremoto è attribuita ai soli pali. In tale circostanza, dunque, la capacità portante deve essere valutata in corrispondenza dell’aliquota del carico verticale trasmessa ai pali per la combinazione dei soli carichi gravitazionali.”

6.4.4.7 Fondazioni su pali – Stato limite ultimo (SLV) strutturale – Stato limite di esercizio (SLD) [§ 7.11.5.3.2 delle NTC 2018]

Si noti che nelle NTC 2018 [1] manca qualunque prescrizione sullo svolgimento delle verifiche SLV strutturali. Se si idealizza l’interazione con modelli a parametri concentrati, oppure si considera la struttura a base fissa, è necessario definire un modello di interazione della sola fondazione su pali con il terreno in una fase successiva all’analisi della struttura, sottoposto alle azioni trasmesse dagli elementi soprastanti che discendono dall’analisi della struttura. Questo deve comprendere gli effetti di interazione fra pali, dal momento che lo stato di sollecitazione nell’elemento di collegamento è fortemente condizionato dall’effetto di bordo. La fondazione può essere idealizzata con un modello del continuo, molle concentrate in corrispondenza dei pali, preferibilmente con gradi di libertà accoppiati, oppure idealizzando i pali di fondazione con elementi strutturali e l’interazione con molle elasto-plastiche distribuite sul fusto e alla punta di ciascun palo. Limitatamente allo stato di sollecitazione dovuto

ai carichi gravitazionali, si può tenere conto del contatto platea-terreno. In questo caso, se si idealizza il contatto con un sistema di molle traslazionali verticali e orizzontali distribuite, queste devono essere definite in modo tale da risultare congruenti con il macro-elemento riferito all'intera fondazione superficiale.

Alla luce di tali considerazioni, si potrebbe integrare il § 7.11.5.3.2 con un chiaro riferimento alla verifica SLV strutturale. Si suggerisce a tal proposito il seguente sottoparagrafo

“Stato limite Ultimo (SLV) strutturale

Nell'ipotesi di costruzione a base fissa, o nel caso in cui l'interazione sia idealizzata con modelli a parametri concentrati multi-assiali, visco-elastici o visco-elasto-plastici, allo scopo di determinare lo stato di sollecitazione negli elementi strutturali, è necessario definire un modello di interazione della sola fondazione su pali con il terreno, sottoposto alle azioni trasmesse dagli elementi soprastanti. A tal fine, si trascura l'aliquota del carico trasmessa al terreno dalla struttura di collegamento.

Se l'interazione è idealizzata sostituendo ogni palo con un modello a parametri concentrati, lo stato di sollecitazione nella struttura di collegamento discende direttamente dal modello di analisi.”

Circa invece la verifica allo stato limite di esercizio (SLD), in linea con la modifica ipotizzata per il § 7.11.5.3.1 ‘Fondazioni superficiali’, in luogo del capoverso *“A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 6.4.IP”* si potrebbe scrivere *“In funzione del modello di analisi, la domanda è esprimibile in termini di valori massimi o permanenti di spostamenti verticali e orizzontali e di rotazioni; la capacità va riferita ai corrispondenti valori di soglia che possono determinare interruzioni o limitazioni d'uso temporanee, e cioè danni riparabili. Per le fondazioni con plinti su pali isolati o connessi da travi di collegamento, si devono considerare anche i cedimenti localizzati.”*

6.5 RINGRAZIAMENTI

L'autore ringrazia le Unità di Ricerca e i relativi coordinatori riportati nella tab. 6.1, che hanno svolto le attività di ricerca del WP16 del Progetto DPC-ReLUIIS 2022-24.

Un particolare ringraziamento va poi ai coordinatori dei tre Task, Sebastiano Foti, Sebastiano Rampello e Francesco Silvestri, per il rilevante contributo da loro dato sia nel coordinamento delle attività di ricerca svolte nell'ambito del WP16 sia nella redazione dei relativi paragrafi del presente capitolo. Ringrazia, inoltre, Luca de Sanctis che, con l'esperienza maturata nel WP3 del Progetto DPC-ReLUIS 2022-24 - Affidabilità sismica delle strutture, ha contribuito significativamente alla redazione del paragrafo sulle fondazioni.

6.6 BIBLIOGRAFIA

- [1] Ministero delle Infrastrutture (2018). Norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 42, Decreto Ministero Infrastrutture 17.01.2018, Roma, Italia.
- [2] CEN/TC 250/SC 8 (2021) Eurocode 8: Earthquake resistance design of structures. EN1998–1–1 working draft N1017 18–02–2021.
- [3] Lanzano G., Luzi L., Russo E., Felicetta C., D'Amico M. C., Sgobba S., Pacor F. (2018). Engineering Strong Motion Database (ESM) flatfile [Data set]. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/esm/flatfile.1.0>
- [4] Bahrampouri M., Rodriguez-Marek A., Shani S.K., Dawood H. (2020). An updated database for ground motion parameters for KiK-net records. *Earthquake Spectra*. Vol. 37 (4).
- [5] Ancheta T. D., Darragh R. B., Stewart J. P., Seyhan E., Silva W. J., Chiou B. S. J., Wooddell K. E., Graves R. W., Kottke A. R., Boore D. M., Kishida T., Donahue J. L. (2013). PEER NGA-West2 Database, PEER Report 2013-03. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/2013_03_ancheta_7.3.2020.pdf
- [6] Andreotti G., Famà A., Lai C.G. (2018). Hazard-dependent soil factors for site-specific elastic acceleration response spectra of Italian and European seismic building codes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 16, No. 12, pp. 5769–5800.
- [7] Seyhan E., Stewart J.P. (2014). Semi-Empirical Nonlinear Site Amplification from NGA-West2 Data and Simulations. *Earthquake Spectra*. Vol. 30(3), pp. 1241-1256.
- [8] Sandikkaya M.A., Dinsever L.D. (2018). A site amplification model for crustal earthquakes. *Geosciences*, Vol. 8(7), 264.
- [9] Andreotti G., Calvi G.M. (2021) Nonlinear soil effects on observed and simulated response spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 50, pp. 3831-3854.
- [10] Famà A., Andreotti G., Lai C.G. (2024). Hazard-dependent soil factors for site-specific elastic acceleration response spectra of Italian and European seismic building codes – an update from recorded accelerograms. Submitted to *Bulletin of Earthquake Engineering* in June 2024.
- [11] Alleanza G.A. (2022). Two-dimensionale amplification of seismic motion in alluvial valley. Tesi di dottorato. Università degli Studi di Napoli Federico II. <http://www.fedoa.unina.it/id/eprint/14488>
- [12] Alleanza G.A., d'Onofrio A., Silvestri F. (2024). Definition and validation of a valley amplification factor for seismic linear response of 2D homogeneous alluvial basins. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol. 22(11), pp. 5474-5514.

- [13] Newmark N.M. (1965).“Effects of earthquakes on dams and embankments.”, Fifth Rankine Lecture, *Géotechnique*, 15 (2), 139-193.
- [14] Gaudio, D., Rausedo, R., Masini, L. e Rampello, S. (2020). Semi-empirical relationships to assess the seismic performance of slopes from an updated version of the Italian seismic database. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18 (14), 6245-6281.
- [16] Luzi, L., Pacor, F., e Puglia. R. (2016). Italian Accelerometric Archive v 2.1. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Dipartimento della Protezione Civile Nazionale. doi: 10.13127/ITACA/2.1.
- [17] Luzi, L., Puglia, R., Russo, E. e ORFEUS WG5 (2016). Engineering Strong Motion Database, version 1.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Observatories & Research Facilities for European Seismology. DOI: 10.13127/ESM.
- [17] Rathje, E.M., Abrahamson, N. e Bray J.D. (1998). Simplified Frequency Content Estimates of Earthquake Ground Motions. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. CXXIV, n. 2, pp. 150-159.
- [18] Trifunac, M.D. e Brady, A.G. (1975). A study of the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. LXV, pp. 581-626.
- [19] Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. R.J., Hansen (Ed.), MIT Press, Cambridge, Massachusetts, pp. 438-483.
- [20] Idriss IM (1985) Evaluating seismic risk in engineering practice. In: Proceedings of the eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, CA, pp 255–320.
- [21] Wilson RC, Keefer DK (1985). Predicting areal limits of earthquake-induced landsliding. In: *Evaluating Earthquake Hazard in the Los Angeles Region*, Ziony, E.D. ed., U.S. Geological Survey, Reston, Virginia, Paper No. 1360 pp 317-345
- [22] Rollo, F., & Rampello, S. (2023). Influence of the displacement predictive relationships on the probabilistic seismic analysis of slopes. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 149(6), 04023033.
- [23] Gazetas G. (1984). Seismic response of end-bearing single piles. *Int. J. Soil Dyn. Earthquake Eng.* 3 (2), 82–93.
- [24] Makris N, Gazetas G, Delis E (1996). Dynamic soil-pile-foundationstructure interaction: Records and predictions. *Géotechnique*, 46 (1), 33–50.
- [25] Noto F, Iovino M, Di Laora R, de Sanctis L, Franchin P (2022). Non-linear dynamic analysis of buildings founded on piles: Simplified modelling strategies for soil-foundation-structure interaction. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 51(4), 744-763.
- [26] Silvestri F, de Silva F, Piro A, Parisi A (2024). Soil-structure interaction effects on out-of-plane seismic response and damage of masonry buildings with shallow foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 177, 108403
- [27] FEMA P-2082-1 (2020). NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures. Volume I: Part 1 Provisions, Part 2 commentary, Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences.
- [28] Veletsos AS, Verbič B (1973). Vibration of viscoelastic foundations. *Earthquake Engr. Struc. Dynamics*, 2 (1), 87-102.
- [29] Veletsos AS, Meek JW (1974). Dynamic behaviour of building foundation systems. *Earthquake Eng. Struct. Dynamics*, 3(2), 121–138.
- [30] Veletsos AS, Nair VV (1975). Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *J. Struct. Division*, 101(1), 109–129.

- [31] Maravas A, Mylonakis G, Karabalis DL (2014). Simplified discrete systems for dynamic analysis of structures on footings and piles. *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, 61(Jun), 29–39.
- [32] Pais A, Kausel E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dyn Earthq Eng*;7(4):213–27.
- [33] Gazetas G. (1991). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *J Geotech Eng, ASCE*;117(9):1363–81.
- [34] Kausel E, Whitman RV, Morray JP, Elsabee F (1978). The spring method for embedded foundations. *Nucl. Eng. Des.*, 48 (2–3), 377–392.
- [35] Mylonakis G, Gazetas G. Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental? *J Earthq Eng* 2000;4:277–301. <https://doi.org/10.1080/13632460009350372>.
- [36] Di Laora R, de Sanctis L, Aversa S (2019). Bearing capacity of Pile Groups under vertical eccentric load. *Acta Geotechnica*, 14(1), 193-205.
- [37] Iovino M, Maiorano RMS, de Sanctis L, Aversa S (2021). Failure envelopes of pile groups under inclined and eccentric loads. *Géotechnique Letters*, 11(4), 247-253,
- [38] Di Laora R, Iodice C, Mandolini A (2022). A closed-form solution for the failure interaction diagrams of pile groups subjected to inclined eccentric load. *Acta Geotechnica*, 17(8), 3633-3646.
- [39] Gorini DN, Callisto L (2022). Generalised ultimate loads for pile groups. *Acta Geotechnica*, 17(6), 2495–2516.
- [40] Sakellariadis L, Anastasopoulos I (2023). Analytical 3D failure envelopes for RC pile groups under combined loading: A generalised design approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 181, 108570
- [41] Cesaro R, Di Laora R, Iodice C, Mandolini A (2024). Interaction domains for capacity-and performance-based design of pile groups. *Acta Geotechnica*, 1-20.
- [42] de Sanctis L, Mandolini A (2006). Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(12), 1600-1610

7

Isolamento sismico e dissipazione di energia

Felice Carlo Ponzo, Giorgio Serino

7.1 INTRODUZIONE

Il WP15 ha avuto come obiettivo l'approfondimento e aggiornamento di alcuni aspetti specifici delle Norme Tecniche per le Costruzioni [1], [2] riguardanti la progettazione di nuovi edifici e ponti e l'adeguamento di quelli esistenti mediante sistemi di isolamento sismico e/o di dissipazione di energia. Tale obiettivo è stato perseguito tenendo conto anche dei risultati ottenuti nel corso dei precedenti progetti ReLUIIS e dell'avanzamento tecnologico di realizzazione e di utilizzo dei dispositivi antisismici, nonché delle revisioni in corso delle normative europee ed internazionali. La proposta di progetto per il biennio 2022-2024, che ha previsto la suddivisione in soli due task, al fine di specializzare lo studio su: dispositivi antisismici (Capitolo 11.9); edifici e ponti con isolamento e/o dissipazione di energia (Capitolo 7.10), ha visto la partecipazione delle seguenti tredici Unità di Ricerca:

Tabella 7.1: Unità di Ricerca coinvolte nel WP15.

UNITÀ DI RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
UNIBAS	Felice Ponzo (Coordinatore)	Università della Basilicata, SI
UNINA1	Giorgio Serino (Coordinatore)	Università di Napoli "Federico II", DIST

UNITÀ DI RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
POLIMI	Virginio Quaglini	Politecnico di Milano, ABC
UNIFI	Gloria Terenzi	Università degli Studi di Firenze, DICEA
UNIPV	Alberto Pavese	Università degli Studi di Pavia, DICAR
UNIBO	Stefano Silvestri	Università di Bologna, DICAM
UNIUD	Stefano Sorace	Università degli Studi di Udine, DPIA
UNICAL	Fabio Mazza	Università della Calabria, DINCI
UNINA2	Antonello De Luca	Università di Napoli "Federico II", DIST
UNINA3	Ottavia Corbi	Università di Napoli "Federico II", DIST
UNICAM	Andrea Dall'Asta	Università di Camerino, SAAD
UNINA4	Luciano Rosati	Università di Napoli "Federico II", DIST
UNINA5	Elena Mele	Università di Napoli "Federico II", DIST

I principali obiettivi del WP15 sono riassunti per task come di seguito riportato:

Task 15.1 – ISOLATORI E DISPOSITIVI DISSIPATIVI

In tale ambito le attività sono state rivolte all'analisi degli avanzamenti tecnologici degli isolatori e dei dispositivi dissipativi già contemplati dalle norme e di quelli di più recente sviluppo e non ancora considerati (isolatori basati su materiali riciclati, accoppiamento di diverse tipologie di dispositivi). Lo studio è stato sviluppato facendo riferimento alle recenti bozze di revisione delle norme europee ed internazionali.

Le attività previste all'interno del presente Task sono state suddivise in due sub-task:

- Sub-Task 15.1.1. Avanzamento tecnologico dei dispositivi antisismici;
- Sub-Task 15.1.2. Omogeneizzazione con gli ultimi aggiornamenti delle Norme Europee.

Nell'ambito del primo sub-task, sono stati effettuati studi specifici basati sull'analisi di variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di ultima generazione, anche

in base ai dati sperimentali disponibili in letteratura, ai fini di una più corretta valutazione delle proprietà equivalenti di tali sistemi di protezione. Sono stati, inoltre, approfonditi gli studi sulla definizione delle risorse ultime di alcune tipologie di dispositivi (capacità di spostamento extra-corsa per dispositivi di tipo attritivo a superfici curve).

Nell'ambito del secondo sub-task, invece, in continuità con quanto fatto nel progetto precedente, sono stati considerati gli avanzamenti proposti dalle recenti bozze di revisione delle norme europee [3], [4] ed internazionali in materia di comportamento di dispositivi di protezione sismica al fine di tendere ad una maggiore omogeneizzazione degli impianti normativi.

Task 15.2 – APPLICAZIONE DELL'ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE AGLI EDIFICI E PONTI

Nell'ambito del secondo task le attività sono state rivolte alla revisione dei criteri di progettazione in ottica di ottimizzazione delle prestazioni, mediante analisi di sensitività finalizzate alla valutazione dei livelli di sicurezza ottenibili anche alla luce dei recenti aggiornamenti delle norme europee. Le attività previste all'interno del presente Task sono state articolate in due sub-task:

- Sub-Task 15.2.1. Isolamento sismico alla base;
- Sub-Task 15.2.2. Dissipazione di energia.

Tenendo conto degli attuali orientamenti normativi internazionali [3] in tema di progettazione di edifici e ponti isolati alla base, nel primo sub-task sono state considerate alcune criticità riguardanti i capitoli 7.10 (Costruzioni con isolamento e/o dissipazione) e 11.9 (Dispositivi antisismici e di controllo di vibrazioni) delle NTC 2018 vigenti [1], come meglio specificato nel seguito.

Nell'ambito del secondo sub-task, è stata condotta un'analisi approfondita per ottimizzare l'efficacia dei sistemi dissipativi in fase di progettazione. Sono state considerate diverse tipologie edilizie, valutando l'influenza di elementi strutturali e non strutturali (come le tamponature) e integrando i criteri di progettazione con le disposizioni normative esistenti. Nei paragrafi seguenti sono riportate esclusivamente le proposte di aggiornamento normativo scaturite dalle attività sviluppate nell'ambito del WP15.

I risultati completi, contenenti sviluppi teorici e numerici, esempi applicativi ed altro, sono riportati, invece, nei report tecnico-scientifici prodotti a chiusura del progetto.

Nell'ambito delle attività di ricerca svolte dalle UR partecipanti al WP15 sono stati altresì pubblicati numerosi documenti, riportati a valle di ogni sezione.

7.2 CONTRIBUTI NORMATIVI RELATIVI AL TASK 15.1: ISOLATORI E DISPOSITIVI DISSIPATIVI

Il presente capitolo è dedicato all'analisi approfondita dei dispositivi di isolamento sismico e dissipazione dell'energia, con particolare attenzione alla loro classificazione, modellazione e procedure di verifica nel contesto delle Norme Tecniche Italiane 2018. Il testo esamina in modo critico le attuali disposizioni normative e propone dei perfezionamenti per migliorare la chiarezza, la precisione e la coerenza. Le principali aree di discussione includono la categorizzazione dei dispositivi dipendenti dallo spostamento e dalla velocità, la modellazione del loro comportamento e la definizione di criteri di accettazione chiari per i vari tipi di dispositivi. Inoltre, il documento propone di armonizzare le procedure di prova e l'interpretazione dei risultati, al fine di garantire una maggiore standardizzazione.

7.2.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi

Il punto normativo §7.10.4 non tratta i dispositivi di dissipazione, bensì solo i dispositivi di isolamento. Nel punto §11.9.1, fra le tipologie di dispositivi, agli Isolatori vengono aggiunti i Dispositivi di vincolo temporaneo, i Dispositivi dipendenti dallo spostamento ed i Dispositivi dipendenti dalla velocità. In riferimento a queste ultime due classi il punto §C.7.10.4 della Circolare [2], corrispondente al §7.10.4 delle NTC 2018 [1], distingue tra Dispositivi di dissipazione dipendenti dalla velocità e Dispositivi dipendenti dallo spostamento, sottolineando l'obiettivo comune, quando inseriti come ausiliari nel sistema d'isolamento, di ridurre le deformazioni per contenere i danni ed evitare il collasso della struttura, ed evidenziando l'importanza di un'analisi preliminare della struttura nel caso in cui si intervenga su una struttura esistente. Tuttavia, la Circolare non fornisce né formule per il predimensionamento o la progettazione dei vari tipi di dissipatori, né indicazioni pratiche su come considerare le capacità duttili della struttura esistente nel dimensionamento del sistema di dissipatori.

7.2.2 Tipologie di dispositivi

In accordo a studi recenti e alle risultanze della attività di ricerca condotte nell'ambito del presente progetto, si ritiene opportuno, sia per i Dispositivi dipendenti dallo spostamento che per i Dispositivi dipendenti dalla velocità, distinguere tra Dispositivi modellabili mediante elementi a comportamento elastico e dissipativo collegati in serie (Modello di Maxwell), e Dispositivi modellabili mediante elementi a comportamento elastico e dissipativo collegati in parallelo (Modello di Kelvin).

Con riferimento alla NTC 2018 [1], sezione 11.9.1, si propone l'emendamento del testo prevedendo nella sezione "TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI" le seguenti modifiche [5]-[8]:

DISPOSITIVI DIPENDENTI DALLO SPOSTAMENTO, suddivisi in:

- Dispositivi a comportamento elastico-dissipativo in serie (Modello di Maxwell): per essi le componenti di forza elastica e dissipativa, lineari oppure non lineari, sono uguali, mentre gli spostamenti si sommano. A questa tipologia di dispositivi sono ascrivibili anche i metallici.
- Dispositivi a comportamento elastico-dissipativo in parallelo (Modello di Kelvin): per essi le componenti di forza elastica e dissipativa, lineari oppure non lineari, si sommano, mentre gli spostamenti sono uguali. A questa tipologia di dispositivi sono ascrivibili, a titolo d'esempio, gli SMA, con elementi in fase austenitica e martensitica accoppiati in parallelo, oppure dispositivi ad attrito in parallelo con molle elastiche.

DISPOSITIVI DIPENDENTI DALLA VELOCITÀ, suddivisi in:

- Dispositivi a comportamento elastico-dissipativo in serie (Modello di Maxwell): per essi le componenti di forza elastica e dissipativa, lineari oppure non lineari, sono uguali, mentre gli spostamenti si sommano. A questa tipologia di dispositivi sono ascrivibili anche i solidi visco-elastici ed i fluido-viscosi elastico-dissipativi ad orifizi.
- Dispositivi a comportamento elastico-dissipativo in parallelo (Modello di Kelvin): per essi le componenti di forza elastica e dissipativa, lineari oppure non lineari, si sommano, mentre gli spostamenti sono uguali. A questa tipologia di dispositivi sono ascrivibili, a titolo d'esempio, i fluido-viscosi pressurizzati elastico-dissipativi, oppure preminentemente dissipativi."

7.2.3 Modellazione dei dispositivi

In riferimento alla sezione §7.10.5.2 delle NTC 2018 [1], che definisce i parametri di progetto per i sistemi di isolamento, si propone di integrare il testo con le seguenti indicazioni sui dispositivi di dissipazione supplementare di energia.

“I parametri di progetto dei dispositivi dipendono generalmente dall’Approccio progettuale adottato, per Duttilità oppure Energetico. Quest’ultimo non risulta esplicitato nella NTC 2018 [1], mentre viene esaminato, ma in maniera più complessa di quanto di seguito proposto, nel cap. 15.3 delle ASCE/SEI 41-2017 (“Properties of energy dissipation devices”) [9].

Per i dispositivi dipendenti dallo spostamento i parametri fondamentali sono la rigidità k_d e la resistenza F_{dy} , la duttilità μ_c e il rapporto tra la rigidità del sistema dissipativo k_c e quella della struttura k_s . Nel caso di Approccio Energetico è importante definire anche la capacità elastico-dissipativa del dispositivo, E_{ED} , ovvero l’area del ciclo elastico-dissipativo di progetto, nonché lo spostamento al limite di snervamento, u_y [7], [10], [11].

Per i Dispositivi dipendenti dalla velocità i parametri progettuali di riferimento sono i seguenti: la costante di smorzamento c , l’esponente della funzione di velocità α , lo spostamento massimo del dispositivo, ovvero la sua corsa massima ove questo sia un pistone, d_u , e l’eventuale rigidità, k_{ne} , anche non lineare.

Nel caso di Approccio Energetico non è necessario esplicitare la costante di smorzamento c , mentre vanno definiti la sua massima capacità dissipativa E_{ED} , corrispondente alla corsa massima d_u . Tenendo conto che la capacità dissipativa di un dispositivo è data dall’area del suo massimo ciclo d’isteresi e che la corsa limite può essere calibrata sul massimo spostamento di progetto del dispositivo incluso in una data maglia strutturale, l’unico parametro di meno immediata definizione progettuale è il coefficiente c , soprattutto quando la legge di viscosità sia non lineare ($\alpha < 1$).

Nel caso di Dispositivi dipendenti dalla velocità, per un primo dimensionamento del sistema di dissipatori fluido-viscosi (modello di Maxwell: smorzatore puro con legame costitutivo forza-velocità non lineare di tipo esponenziale in serie con molla rappresentativa della compressibilità del fluido) e in particolare per determinare la riduzione della risposta sismica di una struttura a telaio multipiano per ciascuna direzione di ingresso del sisma, si può utilizzare la seguente formula per la stima della costante di smorzamento di piano dei dissipatori:

$$c_{NL} = \bar{\xi}_{visc} \cdot \frac{2\pi}{T_1} \cdot \frac{W}{g} \cdot \left(\frac{N+1}{n}\right) \cdot \frac{1}{\cos^2\theta} \cdot \left(0,8 \cdot \frac{S_e(T_1, \bar{\eta})}{2\pi/T_1} \cdot \frac{2}{N+1} \cdot \cos\theta\right)^{1-\alpha} \quad (7.1)$$

dove $\bar{\xi}_{visc}$ è il rapporto di smorzamento di target dato dagli smorzatori, T_1 è il periodo fondamentale della struttura, W è il peso sismico totale dell'edificio, g è l'accelerazione di gravità, N è il numero totale di piani, n è il numero totale di smorzatori viscosi per piano per ogni direzione principale, θ è l'angolo di inclinazione (medio) degli smorzatori rispetto all'orizzontale, $S_e(T_1, \bar{\eta})$ è l'ordinata spettrale in corrispondenza di T_1 valutata considerando il fattore di riduzione $\bar{\eta}$ di target dello spettro (che si vuole ottenere con l'inserimento dei dissipatori), ed $\alpha = 0,15$. [12]

Inoltre, prevedendo che il sistema di supporto debba possedere un'elevata rigidezza, procurata dalla combinazione in serie del dispositivo con le aste di controventamento, necessaria per concentrare le deformazioni indotte dal sisma nei dispositivi e per garantire una significativa dissipazione d'energia per piccoli spostamenti, la rigidezza assiale del sistema (dispositivo + supporto) deve essere assunta almeno pari a:

$$k_{axial} \geq 10 \cdot \bar{\xi}_{visc} \cdot \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^2 \cdot \frac{W}{g} \cdot \left(\frac{N+1}{n}\right) \cdot \frac{1}{\cos^2\theta} \quad (7.2)$$

Nel caso di applicazione dell'Approccio Energetico a Dispositivi dipendenti dalla velocità come i fluido-viscosi con comportamento elastico-dissipativo in parallelo (modello di Kelvin) e legge di viscosità fortemente non lineare (α prossimo allo 0, con valori inclusi fra 0,1 e 0,2), ove si richieda l'esplicitazione del coefficiente c in fase di predimensionamento, questo può essere valutato come segue:

$$c = \frac{F_D}{v^0} = F_D \quad (7.3)$$

essendo F_D la forza di dissipazione massima di ciascun dispositivo che globalmente porti a dissipare circa l'85% dell'energia in ingresso E_I , per avere una risposta strutturale elastica anche per azioni sismiche di massima intensità attesa nel sito. In via preliminare, E_I può essere stimata in riferimento alla struttura priva di controventi dissipativi." [13]

7.2.4 Dispositivi a comportamento viscoso

Con riferimento alla NTC 2018 [1], sezione §11.9.6, si ritiene necessario inserire ulteriori indicazioni riguardanti i Dispositivi a comportamento viscoso, distinguendo tra Dispositivi solidi visco-elastici e Dispositivi fluidi visco-elastici e considerando parametri quali il legame costitutivo, la presenza di linearità o non-linearità, il ciclo dissipativo, i parametri che ne influenzano il comportamento.

Per essi le leggi di combinazione delle componenti di forza elastica e dissipativa possono essere in serie (Modello di Maxwell), oppure in parallelo (Modello di Kelvin). Le componenti elastiche, ove presenti, possono essere lineari, oppure non lineari. Le componenti dissipative, di tipo viscoso, se risultano non lineari, rispondono generalmente a leggi del tipo $(c \operatorname{sgn}(v)|v|^\alpha)$, con α diverso da 1. Nel caso in cui α sia prossimo allo 0 il dispositivo ha un comportamento che tende a quello di un dissipatore per attrito e risulta scarsamente dipendente dalla velocità. La forma del ciclo è prossima ad un rettangolo.

Un paragrafo dedicato ai dispositivi solidi visco-elastici potrebbe essere, inoltre, inserito al fine di ampliare gli ambiti affrontati dalla normativa nazionale. Questi dispositivi, caratterizzati da un comportamento elastico-dissipativo descritto dal modello di Maxwell, presentano una distinzione fondamentale rispetto ai fluidi visco-elastici.

I Dispositivi solidi visco-elastici sono generalmente caratterizzati da un comportamento elastico-dissipativo rispondente alla legge di combinazione in serie (Modello di Maxwell). La legge di viscosità è generalmente lineare ed i cicli sono ellittici. Inoltre, la risposta dinamica dipende più o meno sensibilmente dal livello di deformazione del materiale, dalla temperatura interna del materiale, dalla temperatura dell'ambiente esterno, dalla frequenza di eccitazione.

I Dispositivi fluidi visco-elastici possono avere un comportamento elastico-dissipativo rispondente ad entrambe le leggi di combinazione in serie (Modello di Maxwell), oppure in parallelo (Modello di Kelvin) delle componenti di forza elastica e dissipativa. Se la forza di dissipazione è di tipo viscoso lineare il ciclo è ellittico. In questo caso la risposta dipende dalla velocità. Se la forza di dissipazione è invece non lineare, rispondente a leggi del tipo: $c \operatorname{sgn}(v)|v|^\alpha$, con α tendente allo 0, il ciclo dissipativo è pseudo-rettangolare. In questo caso la risposta non risente significativamente di variazioni della velocità.

Alla combinazione in serie delle forze elastiche con quelle dissipative consegue la condizione dell'uguaglianza delle singole componenti di forza, mentre i relativi spostamenti si sommano. Anche in presenza di leggi di dissipazione non lineari i cicli elastico-dissipativi risultanti tendono ad un'ellisse. La dipendenza dalla velocità è più o meno sensibile in relazione alla non linearità della legge di viscosità (un'elevata non linearità, contraddistinta da un esponente α prossimo allo 0, porta il dispositivo ad assumere le caratteristiche di uno equivalente ad attrito, con comportamento indipendente dalla velocità).

Nel caso in cui invece la forza di dissipazione, lineare oppure non lineare si combini in parallelo con la componente elastica, le forze elastica e dissipativa si sommano, mentre i relativi spostamenti sono uguali. I cicli elastico-dissipativi risultanti sono simili a rettangoli, ruotati nel piano forza-spostamento in relazione alla rigidità della componente elastica del dispositivo.

Si aggiungono di seguito ulteriori commenti, in riferimento ad affermazioni riportate nel testo della Circolare applicativa n. 7 del 2019 (§C7.10.4):

“.....La prima è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dalla velocità e si applica bene a strutture dotate di per sé di buona rigidità e resistenza, per le quali è sufficiente una riduzione dell'ordine del 20-40% delle deformazioni sismiche, conseguente ad una uguale riduzione delle forze sismiche.”

Nel Decreto Ministeriale tale affermazione è riferita specificatamente ai dispositivi fluido-viscosi ma essa è discutibile in assoluto per qualunque tipologia di dissipatore. Sovrapponendo i grafici spettrali in termini di spostamento e di pseudo-accelerazione per differenti rapporti di smorzamento (Figura 7.1_UR4-UNIFI) si osserva infatti come, a parità di ascissa in termini di periodo, le riduzioni prodotte dallo smorzamento sulle forze (equivalentemente in termini di pseudo-accelerazioni) siano diverse da quelle indotte sugli spostamenti. In particolare, passando da periodi inferiori a 0,8 s a periodi superiori ad 1 s, a maggiori decrementi di forza corrispondenti a minori decrementi percentuali di spostamento si passa a maggiori decrementi di spostamento corrispondenti a minori decrementi di forza [5]-[8].

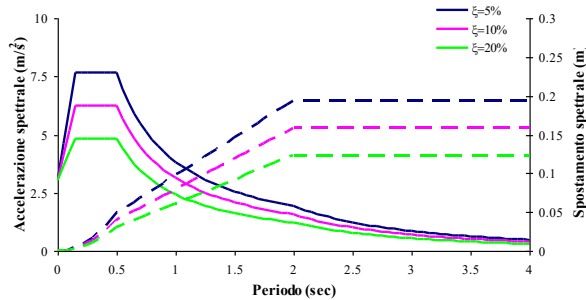


Figura 7.1: Rappresentazione spettrale degli effetti della dissipazione sull'abbattimento delle ordinate di pseudo-accelerazione e di spostamento al variare del periodo fondamentale di vibrazione della struttura.

7.2.5 Procedure di Accettazione e Criteri di Conformità

Dal momento che la percentuale dei dispositivi da sottoporre a prove di accettazione secondo le NTC 2018 [1] è pari al 20% di quelli da installare, per qualsiasi tipo di dispositivo, mentre nella EN 15129 tale percentuale è diversa per le diverse tipologie di dispositivi, e varia dal 2% a circa il 20%², se il Direttore dei Lavori intende avvalersi dei Rapporti di prove di FPC dovrà sottoporre a prove di accettazione un numero minimo di dispositivi tale che la percentuale di campionamento totale eseguita sull'intera fornitura sia pari al 20%. Tuttavia, occorre precisare che le modalità di esecuzione delle prove, definite in funzione dei dati di progetto, dovrebbero essere le stesse tanto per i test in ambito di Controllo di Produzione in Fabbrica (UNI EN 15129 [4]) che di controllo di accettazione (NTC 2018 [1]). Sarebbe opportuno affermare definitivamente al §11.9.3. delle NTC 2018 [1] che per i dispositivi rientranti nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129, le metodologie per le prove di accettazione, dovranno essere quelle indicate, per ciascun tipo di dispositivo, nella suddetta norma europea armonizzata con riferimento alle

² La norma armonizzata EN15129 lega la percentuale di campionamento all'affidabilità dei processi produttivi dei diversi tipi di dispositivi ed al loro possibile effetto sulle prestazioni. Infatti, la percentuale più alta è richiesta per gli isolatori elastomerici (vedi 8.2.4.1.4 EN15129) per i quali il processo di ancoraggio della gomma sull'acciaio tramite la vulcanizzazione, fondamentale ai fini della sicurezza, può essere compromesso accidentalmente durante la produzione. Invece per gli isolatori a scorrimento a superficie curva, per i quali le modalità produttive sono più automatizzate, sono richieste prove di accettazione su un dispositivo per ogni lotto di 20 pezzi.

prove di Controllo di Produzione in Fabbrica (Factory Production Control Tests). Pertanto, si propone di eliminare dal testo del §11.9.3. la dicitura “*ove non diversamente specificato nel seguito*”.

In generale il controllo di accettazione basato sulla verifica di coerenza di un dato parametro meccanico fondamentale, riferito ad una specifica condizione di esercizio (carichi ambientali e di servizio, come il sisma, il vento, legati all’azione dell’uomo come il traffico o delle dilatazioni termiche etc.), presuppone che lo stesso parametro sia stato caratterizzato anche nelle prove di qualifica. Nel caso in esame la dipendenza tra la velocità di spostamento in prova ed il valore sperimentale di una data caratteristica meccanica è in genere differente a seconda del tipo di dispositivo antisismico o di controllo delle vibrazioni. Se ne deduce che una prova quasi statica (seppure la norma non chiarisca quale sia il range della velocità in una prova quasi statica) può essere utilizzata in sostituzione di una prova dinamica se e solo se la stessa prova è stata effettuata anche nelle prove di qualifica ed il comportamento fondamentale del dispositivo non dipende dalla velocità. Nel caso dei dispositivi viscosi e/o viscoelastici, invece, prove a bassa velocità (quasi statiche), consentirebbero di caratterizzare solo il comportamento non sismico sotto l’azione di carichi ambientali e di servizio, del vento, legati all’azione dell’uomo o delle dilatazioni termiche. Affermando correttamente che il comportamento del dispositivo viscoso (§11.9.6 della NTC 2018 [1]) è caratterizzato dalla forza massima F_{max} e dall’energia dissipata E_D e che F_{max} e E_D sono i parametri assunti nel controllo di coerenza per l’accettazione della fornitura, si asserisce anche che le prove di accettazione devono essere eseguite a velocità di spostamento pari al 100% della velocità di progetto (velocità che possono variare generalmente da 300-400 mm/sec fino a 800 mm/sec e più al variare del campo di applicazione e dello spostamento di progetto). Dette velocità di progetto non possono convenzionalmente essere assimilate a velocità quasi statiche.

Interpretando alla lettera le NTC 2018 [1], per tutte le tipologie di dispositivi di isolamento, anche se un solo “controllo di accettazione” non risultasse soddisfacente, il Direttore dei Lavori è obbligato a rifiutare la fornitura (§ 11.9.3. NTC 2018 [1]). Non essendo specificato se il controllo di accettazione (verifica dei limiti di tolleranza dei parametri meccanici) debba riferirsi al valore del “singolo” dispositivo oppure al valore medio del “gruppo” di dispositivi testati, o ad entrambi i valori, risulta spesso incerta sulla corretta applicazione dell’iter da seguire. L’approccio NTC 2018 [1] escluderebbe a priori qualsiasi possibilità di rimozione della non conformità, impedendo al Direttore

dei Lavori anche di ricorrere all'utilizzo di più raffinati procedimenti di controllo che, ad esempio, implicano l'estensione della frequenza di campionatura (sottoporre a prove un maggior numero di dispositivi che compongano la fornitura) e/o apposite verifiche numeriche sulla capacità di spostamento del sistema di isolamento e/o di resistenza o salvaguardia dal danno sulla sovrastruttura.

Si propone, un approccio multicriterio per la classificazione dei livelli di non conformità di un dispositivo antisismico [14]. Il concetto di "non conformità" è definito sulla base delle evidenze sperimentali (distribuzione statistica, soglie di anomalia etc.) riferiti a casi reali di forniture in cantiere e all'interpretazione dei risultati preliminari di analisi numeriche di modelli di isolamento sismico. L'approccio multicriterio proposto prevede più livelli: i) grave; ii) rilevante; iii) basso.

Si propongono, pertanto, le seguenti modifiche/integrazioni al §11.9.3 dalla norma (NTC 2018 [1]):

- Eliminare dal testo del §11.9.3. la dicitura: "*ove non diversamente specificato nel seguito*"
- Sostituire l'attuale contenuto del §C11.9.3 della Circolare Applicativa delle NTC 2018 [1] con il seguente: "Per i dispositivi rientranti nel campo di applicazione della norma europea armonizzata EN 15129 la procedura di accettazione prevista dalle NTC 2018 [1] si intende finalizzata ad accertare che le caratteristiche dei dispositivi di una fornitura, prima di essere posti in opera, siano coerenti con le prestazioni delle caratteristiche essenziali riportate nella Dichiarazione di Prestazione, ovvero che i valori sperimentali risultino contenuti nel range di tolleranza fissato dalla stessa norma o in ogni caso nei limiti di tolleranza previsti nel progetto."

Infine, si ritiene sia opportuno chiarire meglio la tipologia di laboratorio autorizzato e qualificato per effettuare i test di accettazione. A tal proposito si propone quindi d'integrare il testo del §11.9.3 con una frase del tipo:

"Le prove di accettazione devono essere eseguite da un organismo o da un laboratorio notificati per le specifiche prove secondo quanto indicato all'Allegato V, punto 2, del Reg. (UE) 305/2011".

7.2.5.1 Dispositivi a comportamento non lineare

È stato osservato che il numero di cicli stimato sia dai test sperimentali che dalle analisi numeriche per i terremoti di progetto (PGA 100%) decresce significativamente

all'aumentare della domanda di duttilità per i dissipatori isteretici [15]-[18]. Questa tendenza è in linea con i requisiti di prova richiesti per le prove di qualifica (prototype test) dalle normative americane ASCE/SEI 7-16 [19] e in buon accordo con le linee guida americane FEMA 461 [20]. Al contrario, si osserva che la procedura imposta dalla norma europea armonizzata EN 15129 [4] e dalla normativa italiana NTC 2018 [1] per le prove di qualifica (Type Test - TT) e di accettazione (Factory production Control Tests - FPCT) sovrastima molto il numero di cicli a duttilità superiori o uguali a quella di progetto. Inoltre, la normativa italiana NTC 2018 [1] richiede di effettuare FPCT per un minimo di quattro dispositivi a comportamento non lineare dello stesso tipo e dimensione. Un numero elevato di test sui dispositivi isteretici potrebbe non essere necessario poiché gli smorzatori in acciaio mostrano un comportamento tipicamente stabile. Inoltre, requisiti di prestazioni più elevati rispetto alle effettive condizioni di funzionamento sismico dei dispositivi potrebbero comportare l'inutilizzabilità dei dispositivi dopo il test, oltre a costi più elevati richiesti per le procedure di prova. Si propone, dunque, di modificare il testo al §11.9.5.1 delle NTC 2018 [1] al fine di:

- valutare il numero di cicli dei dispositivi isteretici a vari livelli di duttilità, al fine di definire un protocollo di prova sia per prove di qualifica che di accettazione in grado di replicare l'effetto del terremoto di progetto, anche in funzione del periodo fondamentale del sistema strutturale in cui il dispositivo è impiegato;
- definire il numero minimo di dispositivi da testare nell'ambito della fornitura, tenendo conto del tipo di materiale impiegato evitando di eseguire test ridondanti e antieconomici.

7.2.5.2 Dispositivi a comportamento viscoso

Al §11.9.6 la NTC 2018 [1] richiede che sotto l'applicazione di una serie di cicli di carico riferiti a stessa velocità e spostamento massimi il dispositivo debba esibire un comportamento ciclico stabile e le variazioni di energia devono essere limitate secondo l'equazione [11.9.7] delle NTC 2018 [1]. Non è però specificato a quale stato limite di progetto devono corrispondere la massima velocità e il massimo spostamento da applicare. Ragionevolmente detti valori dovrebbero corrispondere, in analogia alla EN 15129, al d_{bd} e alla V_{Ed} per lo stato limite SLV.

Si propongono le seguenti modifiche al testo:

- Si propone di inserire al §11.9.6 della NTC 2018 [1] la descrizione relativa ai dispositivi visco-elastici;
- Poiché nel protocollo di prove di FPC ai sensi delle EN 15129 è già prevista una verifica della efficienza della capacità di smorzamento occorre chiarire la reale utilità della verifica retta dall'espressione [11.9.7], ovvero se la sua esistenza è motivata dalla necessità di stabilire una verifica più stringente o meno rispetto alla EN 15129.

7.2.5.3 Isolatori elastomerici

Le NTC 2018 [1] e UNI EN 15129 prevedono che almeno il 20% degli isolatori elastomerici sia sottoposto a prove di accettazione. Tuttavia, il Direttore dei Lavori ha la possibilità di utilizzare i risultati delle prove di Controllo di Produzione in Fabbrica, effettuate nell'ambito della qualificazione del prodotto secondo la EN 15129, come prova di accettazione per l'intera fornitura, a condizione che la percentuale totale di campionamento sia pari al 20%. In tal caso la verifica di coerenza delle caratteristiche meccaniche potrebbe essere condotta sulla base delle risultanze sperimentali relative ai soli test eseguiti in ambito FPCT. Si ritiene inoltre opportuno uniformare le massime differenze dei valori sperimentali di Tab. 11.9.IV della NTC 2018 [1] ai limiti di tolleranza previsti dalle EN 15129 e chiarire se detti limiti si intendono riferiti ad una media di gruppo, al singolo dispositivo oppure ad entrambi. In Tab. 11.9.IV, relativamente alla frequenza di prova, si deve rendere coerente la variazione ammessa delle caratteristiche meccaniche in relazione al tipo di confronto effettuato. Inoltre, gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB2) presentano una significativa dipendenza del loro comportamento dalla velocità di sollecitazione. In particolare, all'aumentare della velocità di prova, si osserva un incremento sia della rigidità che dello smorzamento equivalente. Pertanto, quando si confrontano i risultati di prove condotte a velocità diverse, sarebbe ragionevole considerare una variazione delle caratteristiche meccaniche nell'ordine del $\pm 20\%$.

Le prove per determinare la dipendenza delle caratteristiche orizzontali degli isolatori elastomerici dalla deformazione a taglio della gomma (§8.2.1.2.2 UNI EN 15129) devono essere condotte preferibilmente ad una frequenza di 0,50 Hz o alla frequenza del sistema di isolamento. Ma se le prove in ambito di controllo di produzione in fabbrica o in ambito di accettazione ai sensi delle NTC 2018 [1] sono condotte ad una frequenza diversa da 0,50 Hz o dalla frequenza del sistema di isolamento, le

caratteristiche orizzontali devono essere riferite ad una di dette frequenze, ai fini del confronto di coerenza, correggendo gli effetti della frequenza di prova secondo le procedure date al punto 8.2.2.1.3.3 della EN 15129. Pertanto, ai sensi delle NTC 2018 [1], ammessa la possibilità di effettuare le prove per determinare la dipendenza delle caratteristiche orizzontali degli isolatori elastomerici dalla deformazione a taglio della gomma ad una frequenza di 0,10 Hz, anziché 0,50 Hz, il Direttore dei Lavori che acconsente, dovrà essere in possesso del rapporto (determinato nell'ambito delle prove di tipo o ad esse riconducibile §8.2.2.1.3.3. UNI EN 15129) tra il modulo di taglio dinamico G della gomma alla frequenza di riferimento (0,50 Hz) ed il modulo di taglio G della gomma alla frequenza di prova utilizzata nei controlli sulla fornitura. Solamente mediante detti rapporti il direttore dei Lavori potrà correggere l'influenza della frequenza di prova sulle caratteristiche meccaniche fondamentali dell'isolatore e operare il giusto controllo nell'ambito della sola fornitura. Lo stesso vale per lo smorzamento equivalente viscoso.

Ammesso ciò, i limiti di tolleranza riferiti alla frequenza di prova inclusi nella tabella Tab. 11.9.IV delle NTC 2018 [1] potrebbero essere completamente stralciati e sostituiti integralmente dal criterio previsto nelle EN 15129.

Si porta in evidenza che la maggior parte delle norme internazionali in materia di isolamento sismico, compresa la EN 15129, trattano l'influenza dell'invecchiamento nel tempo e della temperatura in funzione delle condizioni ambientali attraverso fattori che possono determinare un incremento della rigidità a taglio degli isolatori elastomerici. Per questo motivo, qualora pertinenti, detti aspetti sono portati in conto già in progetto nella fase di analisi numerica della struttura secondo il noto approccio "Upper and Lower Bound Design Project".

Si propone, pertanto di modificare il paragrafo §11.9.7 della norma NTC 2018 [1] e chiarire il criterio di accettazione. Si propone, inoltre, di sostituire i limiti di tolleranza riferiti alla frequenza di prova inclusi nella tabella Tab. 11.9.IV delle NTC 2018 [1] rimandando a quanto previsto nella EN 15129. Il tema della valutazione delle massime differenze ammissibili (Tab. 11.9.IV della NTC 2018 [1]) per effetto di Invecchiamento e Temperatura, invece, andrebbe trattato separatamente inquadrando il tutto secondo un approccio differente [21], implementato nelle linee guida AASHTO americane [22], [23].

Infine, si suggerisce d'integrare il testo delle NTC 2018 [1], §11.9.7.1, con il seguente:

“Se il Direttore dei Lavori intende impiegare, ai fini delle prove di accettazione, le prove di Controllo di Produzione in Fabbrica effettuate nell’ambito della procedura di valutazione e verifica della costanza di prestazione ai sensi della norma europea armonizzata EN15129 non è più obbligato a sottoporre a prove di accettazione ulteriori dispositivi, purché la percentuale di campionamento totale eseguita sull’intera fornitura sia pari al 20%.”.

7.2.5.4 Isolatori a scorrimento

La procedura di verifica sperimentale della risposta proposta dalla NTC 2018 [1] (§11.9.8) non specifica quale carico verticale applicare e neppure la forma e la velocità dello spostamento di prova. Vengono indicati solamente il numero di cicli da effettuare (3) e l’ampiezza dello spostamento da applicare ($\pm d_2 \approx d_{Ed}$). Poiché questa prova non è prevista dalla EN 15129, si deduce che, nell’ambito delle prove di accettazione, non possa costituire uno strumento di confronto delle caratteristiche della fornitura rispetto a quelle di progetto. Infatti, la procedura di prova e il criterio di valutazione prevista dalla NTC 2018 [1] al punto §11.9.8 costituisce un mero controllo di stabilità del comportamento ciclico del dispositivo, probabilmente non essenziale ai fini del controllo di accettazione in cantiere. Se in detto controllo è ammessa una variazione del coefficiente di attrito $\leq 25\%$ dal primo al terzo ciclo, non si spiega come possa essere ammessa una variazione del 20% dello stesso parametro nell’ambito della fornitura rispetto al valore di progetto.

Ai fini di una corretta interpretazione dei metodi di prova e dei criteri di valutazione relativi ai controlli di accettazione, nel testo della norma NTC 2018 [1] al §11.9.8 sarebbe preferibile distinguere gli isolatori a superficie di scorrimento curva da quelli con superficie di scorrimento piana, e rispettivamente, quelli con superfici lubrificate da quelli con superfici non lubrificate. Di conseguenza distinguere, con rimando alla EN 15129, le procedure di Qualifica e di Accettazione per isolatori a superficie di scorrimento curva e piana, lubrificati e no.

Sarebbe opportuno precisare e/o chiarire

- se la disuguaglianza (11.9.9) della NTC 2018 [1], voglia intendersi una verifica obbligatoria, ai fini dei controlli di accettazione, da condursi sui rilievi di una prova addizionale rispetto alla EN 15129 condotta nel campo di esercizio del dispositivo allo stato limite di collasso;

- che l'espressione (11.9.9) rappresenta una verifica della stabilità della "variazione" ciclica del coefficiente di attrito e non una verifica assoluta del valore di detto coefficiente rispetto al valore di progetto.

Andrebbe altresì completata la specifica di prova nel paragrafo §11.9.8, indicando anche la velocità di spostamento e il carico verticale da applicare.

Nella NTC 2018 [1] al §11.9.8 e nel relativo §C11.9.8.1 della Circolare, non viene fatto alcun altro richiamo a criteri di valutazione delle caratteristiche meccaniche e al raggio di curvatura o alla rigidezza, pur essendo caratteristiche meccaniche fondamentali.

Sarebbe inoltre opportuno chiarire che nell'ambito dei controlli di accettazione del Direttore dei lavori, nel caso vengano utilizzati i risultati delle prove di FPCT eseguite sul 5% dei dispositivi, devono essere effettuate prove su almeno il 15% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera. Potrebbe essere utile allo scopo introdurre una tabella esplicativa delle prove da effettuare.

Si dovrebbero definire meglio il significato e le modalità di utilizzo del valore del coefficiente di attrito di "Benchmark" ai fini della corretta applicazione del criterio di accettazione e di verifica di coerenza, tale studio è stato effettuato mediante l'analisi dei risultati contenuti nei data base dei dati sperimentali relativi a prove di qualifica (Type Test) eseguite ai sensi della EN 15129.

Inoltre, sulla base delle analisi effettuate si deduce che la medesima variazione percentuale del valore dell'attrito dinamico nominale, rispetto al valore ottenuto sperimentalmente, può condurre o meno al soddisfacimento dei requisiti di verifica e di rispetto dei limiti prestazionali a seconda delle caratteristiche fondamentali del sistema di isolamento di cui i dispositivi fanno parte [14].

Altro aspetto importante per i dispositivi a scorrimento riguarda le condizioni limite di spostamento. Secondo le vigenti normative tecniche italiane [1] ed europee [3], nella progettazione dei sistemi di isolamento sismico attritivi a doppia superficie di scorrimento (DCCSS) si possono prevedere giunti strutturali di separazione della sovrastruttura isolata con le costruzioni circostanti (moat wall) di dimensioni tali da garantire in sicurezza gli spostamenti orizzontali superiori a quelli di progetto allo SLC. A differenza delle norme Americane [19], le normative Europee [4] vietano l'utilizzo di elementi di fine corsa (restraining ring) che delimitano la superficie di scorrimento, al fine di evitare l'urto dello slider interno contro tali elementi che, in caso di terremoti superiori a quelli di progetto, possono provocare danneggiamenti dell'isolatore e/o

indurre accelerazioni elevate alla sovrastruttura. Per dispositivi senza elementi di fine corsa lo slider interno può scorrere oltre la capacità geometrica delle superfici di scorrimento, area delimitata dal perimetro della zona di alloggiamento, e andare in regime di spostamento extra-corsa. Come osservato nel corso di diverse prove sperimentali [24], in questa fase i dispositivi DCCSS continuano a conservare la capacità portante dei carichi verticali e a garantire il ricentraggio del sistema. Vengono, dunque, proposte integrazioni normative riguardanti la possibilità dei dispositivi a scorrimento di accomodare spostamenti in regime di extra-corsa, formulate a seguito di analisi dei dati sperimentali [24], e l'aggiornamento dei criteri progettuali per la definizione della capacità di spostamento degli isolatori. Vengono formulati criteri sul massimo spostamento in extra-corsa in funzione delle caratteristiche geometriche (rapporto tra corsa e diametro pastiglia) e tecnologiche (es. lamiera saldata vs. incassata) dell'isolatore. In particolare, sono state valutate mediante test sperimentali e analisi numeriche [25], [26]:

- la capacità extra-corsa degli isolatori DCCSS (Double Curved Concave Surface Sliders) attraverso prove di laboratorio;
- l'influenza sulle condizioni di fallimento dei dispositivi, portandone in conto il comportamento in extra-corsa.

Sulla scorta di tali risultati si propone di aggiornare il testo della norma NTC 2018 [1] al §11.9.8 uniformando anche la terminologia alla EN 15129, sia per quanto riguarda i metodi che le specifiche di prova, inserendo opportune tabelle e/o matrici di prova. Si propone, inoltre, di:

- modificare il criterio di valutazione di coerenza delle caratteristiche meccaniche e la formulazione di una proposta sulle massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di accettazione con i valori di progetto, da esplicitare nella revisione della norma tecnica italiana vigente;
- individuare leggi di correlazione tra la variabilità delle caratteristiche meccaniche del sistema di isolamento e la variabilità della risposta sismica strutturale in termini sia di incremento di domanda di spostamento nel sistema di isolamento allo SLC che di drift interpiano allo SLD;
- esplicitare il corretto utilizzo dei fattori che determinano la variabilità del valore del coefficiente di attrito dinamico ai fini della valutazione delle condizioni di progetto più sfavorevoli delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento.

In riferimento al regime di extra-corsa, una possibile proposta di integrazione al testo del §11.9.8 delle NTC 2018 [1] è la seguente:

“*[omissis]* gli isolatori a scorrimento debbono essere in grado di garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari ad $1,25 \cdot d_2$, e pari allo spostamento limite in regime di extracorsa, corrispondente al ribaltamento dello slider intorno al suo centro di rotazione (d_{ot}), nel caso in cui superi i limiti geometrici della piastra d_c , se è evitata la condizione di collasso per raggiungimento della massima pressione di contatto (spostamento d_p). $d_{lim} = \min \{d_{ot}, d_p\}$ ”.

7.2.6 Avanzamento tecnologico dei dispositivi antisismici

Nell’ambito dello sviluppo di sistemi di isolamento sismico a più basso costo, per i dispositivi elastomerici con rinforzi flessibili (e.g. fibre di carbonio) non vincolati meccanicamente lo stato delle conoscenze si può ritenere sufficientemente maturo per suggerire una modifica dell’impianto normativo in fase di revisione. Un opportuno dimensionamento del dispositivo con adeguati valori del fattore di forma secondario è in grado di garantire un comportamento stabile sotto livelli di carico orizzontale crescenti, con il beneficio di una maggiore capacità di isolamento grazie al distacco dal supporto di parte della superficie orizzontale di contatto. L’assenza di vincoli meccanici riduce i costi e semplifica il processo d’installazione, limitando inoltre lo stato tensionale di trazione nella gomma e all’interfaccia con il sistema rinforzo, assicurando il trasferimento delle forze di taglio attraverso coefficienti di attrito adeguati a prevenire lo scorrimento all’interfaccia. La maggiore flessibilità di tali dispositivi in direzione verticale rispetto ai tradizionali isolatori elastomerici con lamierini in acciaio risulta vantaggiosa anche in termini d’isolamento sismico verticale. Un aggiornamento delle previsioni normative sulla base dei risultati, dei modelli e delle formulazioni disponibili nella letteratura internazionale, tenuto conto di coefficienti di sicurezza opportunamente calibrati, consentirebbe un più rapido sviluppo della tecnica anche in termini di applicazioni a casi reali.

Con riferimento alla Circolare esplicativa alla NTC 2018 [1], sezione §C11.9, si propone l’emendamento del testo seguente:

“11.9 DISPOSITIVI ANTISISMICI E DI CONTROLLO DI VIBRAZIONI

[omissis]

Nel caso di dispositivi antisismici non ricadenti, o non completamente ricadenti, nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129, si applica il

caso C) del §11.1. Tra questi rientrano gli isolatori elastomerici con rinforzi flessibili non vincolati meccanicamente in quanto non ricadenti nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129” [27]-[31]”.

7.3 CONTRIBUTI NORMATIVI RELATIVI AL TASK 15.2: APPLICAZIONE DELL’ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE AGLI EDIFICI E PONTI

7.3.1 Modellazione e analisi strutturale

Con riferimento alla Circolare applicativa della NTC 2018 [1], sezione §C7.10.5 “Modellazione e analisi strutturale”, si propone di emendare il testo considerando che il modello matematico dell'edificio deve tener conto dell’effettiva distribuzione in pianta e in elevazione dei dispositivi dissipativi, per consentire la valutazione esplicita della distribuzione delle forze e delle azioni di progetto sugli elementi componenti del sistema dissipativo.

I rapporti di rigidezza tra il sistema di dissipazione e la struttura portante sono importanti nel determinare la distribuzione delle forze orizzontali tra l'uno e l'altra, nonché il comportamento dinamico dell'insieme. È altresì fondamentale condurre analisi dinamiche per integrazione al passo (di tipo time-history), che, a rigore, dovrebbero essere condotte per integrazione diretta nel dominio del tempo del sistema delle equazioni del moto per tenere conto della posizione effettiva dei dissipatori nel contesto della struttura. In alternativa, se tale modalità di analisi dovesse risultare troppo onerosa dal punto di vista computazionale, oggi i software commerciali consentono anche altre modalità di integrazione (es. Fast Non-linear Analysis ...) più rapide ed altrettanto efficaci. L’attendibilità di queste modalità speditive di analisi deve tuttavia essere controllata per confronto dei risultati con un’analisi per integrazione diretta, soprattutto per evitare che il numero e la scelta, necessariamente limitati, dei modi di vibrare considerati porti il codice di calcolo utilizzato a trascurare forme di deformazione significative ai fini della definizione della risposta strutturale (es. risposta assiale delle colonne). In membrature di c.a. la complessità, inoltre, si accresce in relazione al fatto che la loro rigidezza è condizionata dalla fessurazione, a sua volta funzione del livello di sollecitazione flessionale e tagliante, dell’entità dello sforzo assiale e della quantità di armatura. Nella modellazione del sistema di

controventamento, occorre tener conto della deformabilità delle aste di sostegno dei dispositivi di dissipazione supplementare di energia laddove le relative rigidezze abbiano entità confrontabile.

7.3.2 Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento

Può convenire distinguere i dispositivi basati su un meccanismo di funzionamento ad attrito, dai dispositivi la cui dissipazione di energia deriva da meccanismi isteretici e viscosi.

Con riferimento alla NTC 2018 [1], sezione §7.10.2 “Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento”, si propone l’emendamento del testo considerando che:

“il sistema d’isolamento è composto dai dispositivi d’isolamento e, eventualmente, di dissipazione, ciascuno dei quali espleta una o più delle seguenti funzioni:

- sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- dissipazione di energia con meccanismi isteretici, viscosi, oppure per attrito;
- ricentraggio del sistema;
- vincolo laterale, con adeguata rigidezza sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).”

7.3.3 Modellazione e Verifiche del sistema di isolamento

Al fine di verificare che le regole generali proposte dalla NTC 2018 [1] al §7.10.5.2, per l’applicabilità della modellazione lineare equivalente siano valide per gli isolatori a scorrimento con doppia superficie curva, sono state svolte varie simulazioni numeriche su edifici isolati alla base [25], [32]-[35], proponendo una modellazione del sistema di isolamento con DCCSS sia con, che senza elementi di fine corsa, oltre la capacità geometrica di spostamento in regime di extra-corsa. I risultati ottenuti dalle simulazioni effettuate sui casi di studio esaminati nel contesto del Progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024 hanno mostrato che i limiti per l’applicabilità della modellazione lineare equivalente riguardo ai sistemi di isolamento basati su isolatori a scorrimento a doppia superficie curva possono essere rivisti ampliando la possibilità di utilizzo della

modellazione lineare a tali isolatori che consentirebbe di semplificare la progettazione e favorire la diffusione dell'utilizzo degli stessi.

Al fine di dimostrare che l'utilizzo dell'analisi statica non lineare può essere esteso anche alle strutture isolate alla base, attualmente non consentito dalle NTC 2018 [1] al §7.10.5.3, è stato valutato l'effetto della risposta sismica su strutture isolate alla base con dispositivi del tipo Double Curved Concave Surface Sliders (DCCSS) sia con che senza capacità di spostamento in extra-corsa e con e senza dispositivi di fine corsa [36]-[40]. Si è osservato come l'attivazione del regime di spostamento in extra-corsa dei dispositivi di isolamento aumenti significativamente il fattore di sicurezza per input sismici superiori a quelli di progetto, senza attingere alle risorse plastiche della sovrastruttura e modificare i costi di costruzione. In tal senso si propone una revisione normativa al fine di impiegare coefficienti di sicurezza idonei a portare in conto il tasso di fallimenti registrato.

Al fine di valutare quanto lo spostamento massimo di progetto d_2 degli isolatori corrispondente allo SLC definito dalla NTC 2018 [1] nel punto normativo §7.10.6.2.2 sia effettivamente cautelativo nel caso di edifici con sistema di isolamento basato su isolatori a scorrimento con superfici curve, sono state svolte analisi dinamiche non lineari utilizzando gli stessi modelli precedenti con la possibilità di raggiungere spostamenti degli isolatori oltre il loro limite geometrico (con extra-corsa) per valutare il reale coefficiente di sicurezza. Sulla base dei risultati ottenuti si propone una modifica del coefficiente di sicurezza $d_2/d_c < 1$ nel caso dei dispositivi a scorrimento in maniera analoga a quanto fatto dalle norme europee EN 15129 [4] §8.1 nel caso di ponti isolati si propone di introdurre le seguenti modifiche:

- Rivalutare i limiti per l'applicabilità della modellazione lineare equivalente riguardo ai sistemi di isolamento basati su isolatori a scorrimento a doppia superficie curva, ampliando la possibilità di utilizzo della modellazione lineare a tali isolatori che consentirebbe di semplificare la progettazione e favorire la diffusione dell'utilizzo degli stessi.
- Estendere l'utilizzo dell'analisi statica non-lineare anche alle strutture isolate alla base.
- Valutare quanto lo spostamento massimo di progetto d_2 degli isolatori corrispondente allo SLC definito dalla NTC 2018 [1] nel punto normativo §7.10.6.2.2 sia effettivamente cautelativo nel caso di edifici con sistema di isolamento basato su isolatori a scorrimento con superfici curve.

Si propongono, inoltre, le seguenti modifiche al testo delle NTC 2018 [1]:

- §7.10.5.3. “Per le costruzioni isolate alla base si applicano le prescrizioni di cui ai §7.3.3 e §7.3.4 integrate o sostituite da quelle contenute nei successivi punti. Per esse può essere usata l’analisi statica non lineare.”
- §7.10.6.2.2. “I dispositivi del sistema di isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture gli spostamenti d_2 , valutati per un’azione sismica riferita allo SLC, con un coefficiente di sicurezza pari a 1,5 per tutti gli isolatori a scorrimento a superficie curva.”

7.3.4 Edifici e ponti con isolamento sismico alla base

La normativa attuale non introduce indicazioni sul grado di isolamento verticale α_T (definito come il rapporto tra i periodi fondamentali di vibrazione verticale delle strutture isolate alla base con, $T_{IS,HV}$, e senza, $T_{IS,H}$, isolamento verticale) da utilizzare in presenza di terremoti vicino faglia caratterizzati da un’elevata componente sismica in direzione verticale. Dalla ricerca condotta su isolatori elastomerici ad alto smorzamento [41]-[47], è emerso che in un’area vicino faglia è necessario prevedere un isolamento sismico anche in direzione verticale al fine di evitare eccessive amplificazioni delle richieste di duttilità e delle accelerazioni verticali ai piani più alti di edifici multipiano. Inoltre, un’eventuale dissipazione supplementare alla base in direzione verticale può risultare necessaria per evitare problemi di cavitazione nei dispositivi di isolamento.

Dagli studi condotti, il grado di isolamento verticale richiesto per prevenire la perdita di funzionalità ($\alpha_T > 1.7$) è maggiore di quello necessario per garantire le prestazioni strutturali ($\alpha_T > 1.5$).

Con riferimento alla Circolare applicativa alle NTC 2018 [1], sezione §C7.10.1, si propone l’emendamento del testo seguente:

“....

In presenza di terremoti vicino faglia, caratterizzati da una significativa componente verticale di accelerazione, l’incremento del periodo verticale grazie all’adozione di dispositivi con comportamento d’insieme approssimativamente lineare. Si ottiene un buon “disaccoppiamento” quando il periodo verticale della struttura isolata $T_{IS,V}$

risulta $T_{IS,V} \geq 2T_{bf,V}$, purché compatibile con uno studio della risposta sismica locale in direzione verticale.”

7.3.5 Adeguamento di edifici per dissipazione supplementare di energia

La progettazione di interventi di adeguamento sismico mediante controventi dissipativi deve essere effettuata sulla base della scelta di opportuni livelli di prestazione tali da limitare il danneggiamento non solo degli elementi strutturali ma anche di quelli non strutturali. A tal fine, occorre considerare l’effettiva distribuzione in pianta e in elevazione delle tamponature e considerare un’opportuna modellazione della loro risposta non lineare nel piano (IP) e fuori dal piano (OOP) e dell’interazione mutua (IP↔OOP). L’interazione mutua IP↔OOP dei pannelli di tamponatura provoca un significativo degrado di resistenza IP, confermando che si può incorrere in una sottostima del collasso IP quando non si tiene conto dell’interazione mutua. La risposta OOP delle tamponature generalmente peggiora dopo l’inserimento dei controventi dissipativi isteretici qualora la progettazione di questi ultimi sia effettuata senza tener conto dell’interazione mutua IP↔OOP [46], [47]. Si suggerisce che tali interazioni vengano considerate nella revisione della Circolare applicativa alle NTC 2018 [1], sezione §C7.10.5 dedicata alla modellazione ed all’analisi strutturale.

7.4 RINGRAZIAMENTI

L’autore ringrazia le Unità di Ricerca e i relativi coordinatori riportati nella , che hanno svolto le attività di ricerca del WP15 del Progetto DPC-ReLUIS 2022-24. Un particolare ringraziamento va poi ai coordinatori dei quattro sub-Task, Daniele Losanno, Alberto Pavese, Elena Mele e Fabio Mazza, per il rilevante contributo da loro dato sia nel coordinamento delle attività di ricerca svolte nell’ambito del WP15 sia nella redazione dei relativi paragrafi del presente capitolo. Ringrazia, inoltre, Gloria Terenzi che ha contribuito significativamente alla rilettura e redazione di parte del presente capitolo.

7.5 BIBLIOGRAFIA

- [1] NTC (2018) Norme tecniche per le costruzioni. D.M. Ministero Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018, G.U.R.I. 20 febbraio 2018, Roma.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7. 2019. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Gazzetta Ufficiale n. 5 del 11.02.2019.
- [3] EN 1998-1 2003 Design of Structures for Earthquake Resistance—Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings; CEN, Committee for Standardization: Brussels, Belgium, 2004.
- [4] UNI EN 15129 European Standard, Anti-Seismic Devices; CEN, European Committee for Standardization: Brussels, Belgium, 2018.
- [5] Terenzi G. (2024). Adeguamento sismico di edifici scolastici: soluzioni a confronto. *INGENIO*, 22 marzo 2024, <https://www.ingenio-web.it/articoli/adequamento-sismico-di-edifici-scolastici-in-c-a-soluzioni-a-confronto/>
- [6] Terenzi G., Fuso E., Sorace S. (2024). Structural performance study and improvement of Artemio Franchi Stadium in Florence. *Engineering Structures* 298, art. no. 117068, DOI: 10.1016/j.engstruct.2023. 117068.
- [7] Terenzi G. (2023). Novel design procedure for steel hysteretic dampers in seismic retrofit of frame structures. *Engineering Structures* 284, art. no. 115969, DOI: 10.1016/j.engstruct.2023. 115969.
- [8] Terenzi G. (2018). Energy-based design criterion of dissipative bracing systems for seismic retrofit of framed structures. *Applied Sciences* 8(2), 0268_1-22; ISSN 2076-3417, DOI:10.3390/app8020268.
- [9] ASCE/SEI 41- 2017. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers 2017, 550 pp.
- [10] Sorace S., Terenzi G., Fadi F. (2012). Shaking table and numerical seismic performance evaluation of a fluid viscous-dissipative bracing system, *Earthquake Spectra*, 28(4): 1619-1642.
- [11] Sorace S., Terenzi G., Mori C. (2016). Passive energy dissipation-based retrofit strategies for R/C frame water storage tanks, *Engineering Structures*, 106: 385-398.
- [12] M. Palermo, S. Silvestri, L. Landi, G. Gasparini, T. Trombetti (2018). A “direct five-step procedure” for the preliminary seismic design of buildings with added viscous dampers, *Engineering Structures*, 2018, 173: 933 – 950.
- [13] Sorace S., Terenzi G. (2008). Seismic protection of frame structures by fluid viscous damped braces. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 134(1), 2008: 45-55.
- [14] Ponzio F.C., Mossuca A., Nigro D., Nigro A., Di Cesare A. (2019). Analisi della risposta sperimentale dei dispositivi per l'isolamento sismico ottenuta da prove di qualificazione di prodotto e di controllo di accettazione e chiarimenti relativi ai contenuti delle norme vigenti (D.M. 17.01.2018 e EN15129). Progetto di Ricerca DPC-ReLUIIS 2014-2018 - Linea 6 Isolamento e Dissipazione.
- [15] Ponzio F.C., Di Cesare A., Lamarucciola N., Nigro D. (2019). Testing requirements of hysteretic energy dissipating devices according to Italian seismic code. In *Proceedings of the 7th ECCOMAS Thematic International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Crete, Greece, 24–26 June 2019; Volume 2, pp. 3323–3332. doi: 10.7712/120119.7149.19149

- [16] Di Cesare A., Ponzo F. C., Lamarucciola N., Nigro D. (2020). Dynamic seismic response of nonlinear displacement dependent devices versus testing required by codes: Experimental case studies. *Applied Sciences*, 10(24), 8857. <https://doi.org/10.3390/app10248857>
- [17] Ponzo F. C., Di Cesare A., Lamarucciola N., & Nigro D. (2019). Seismic design and testing of post-tensioned timber buildings with dissipative bracing systems. *Frontiers in Built Environment*, 5, 104. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2019.00104>
- [18] Di Cesare A., Ponzo F.C., Lamarucciola N., Nigro D. (2020). Experimental seismic response of a resilient 3-storey post-tensioned timber framed building with dissipative braces. *Bull. Earthq. Eng.*, 18, 6825–6848. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00969-y>
- [19] ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures; American Society of Civil Engineers: Reston, VA, USA, 2017.
- [20] FEMA 461. Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components; Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA, 2007.
- [21] Mossuca A., Ponzo F.C., Nigro D., Picone L. (2019). Approccio Upper e Lower Bound per la verifica di edifici isolati alla base con dispositivi attritivi a superficie di scorrimento curva. In *Atti del XVIII Convegno ANIDIS L'ingegneria sismica in Italia Ascoli Piceno 15-19 set 2019*.
- [22] AASHTO (2010). Subcommittee on Bridges, Structures Staff, and Transportation Officials. Subcommittee on Bridges. Guide specifications for seismic isolation design.
- [23] AASHTO (2024). Materials Guidelines, AASHTO Material Guidelines technical service, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [24] Furinghetti M., T. Yang, P. M. Calvi, and A. Pavese. 2021. “Experimental Evaluation of Extra-Stroke Displacement Capacity for Curved Surface Slider Devices.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 146:106752. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106752>.
- [25] Di Cesare A., Ponzo F. C., Telesca A. (2021). Improving the earthquake resilience of isolated buildings with double concave curved surface sliders. *Engineering Structures*, 228, 111498. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111498>
- [26] Di Cesare A., Ponzo F. C., Telesca A. (2022). Mechanical model of the over-stroke displacement behaviour for double concave surface slider anti-seismic devices. *Frontiers in Built Environment*, 8, 1083266. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2022.1083266>
- [27] Galano S., Losanno D., Calabrese A. (2021). Stability analysis of unbonded fiber reinforced isolators of square shape. *Engineering Structures*, 245, 112846.
- [28] Losanno D., De Domenico D., Madera Sierra I. (2022). Experimental testing of full-scale fiber reinforced elastomeric isolators (FREIs) in unbounded configuration. *Engineering Structures*, 260, 114234.
- [29] Cilento F., Losanno D., Piga L. (2022). An experimental study on a novel reclaimed rubber compound for fiber-reinforced seismic isolators. *Structures*, 45:9-22.
- [30] De Domenico D., Losanno D., Vaiana N. (2023). Experimental tests and numerical modeling of full-scale unbonded fiber reinforced elastomeric isolators (UFREIs) under bidirectional excitation. *Engineering Structures*, 274, 115118.
- [31] Losanno D., Parisi F., Konstantinidis D., Tubaldi E., Ahmadi H., Strauss A., Vassiliou M., De Domenico D., Piga L., Ribeiro F.L., Correia A.A. (2024). Design of shaking table tests for resilient structures with fiber-reinforced elastomeric isolators, 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy.

- [32] Di Cesare A., Ponzo F.C., Telesca A., Nigro D., Castellano G., Infanti S., Fichera S., Biondi B. (2019). Modelling of the over stroke displacement of curved surface sliders using OpenSEES. Hong Kong: OpenSEES Days Eurasia.
- [33] Cardone D., Conte N., Dall'Asta A., Di Cesare A., Flora A., Lamarucciola N., Ragni, L. (2019). RiNTC-e project: The seismic risk of existing Italian RC buildings retrofitted with seismic isolation. Proceedings of the COMPDYN 2019. doi: 10.7712/120119.7156.19921
- [34] Ponzo F.C., Di Cesare A., Telesca A., Nigro D., Castellano M. G., Infanti S. (2020) Influence of DCCSS Bearings Over-Stroke and breakaway on the seismic response of isolated buildings. Proceedings of the 17th World Conference on Earthquake Engineering, September 2020, Sendai, Japan.
- [35] Ponzo F.C., Di Cesare A., Telesca A., Pavese A., Furinghetti M. (2021) Advanced modelling and risk analysis of RC buildings with sliding isolation systems designed by the Italian seismic code. Appl. Sci. (Basel), 11, 1938, doi:10.3390/app11041938.
- [36] Di Cesare A., Ponzo F.C. (2023). Effect of Over-Stroke Capacity of Curved Surface Sliders on the Collapse Safety of Seismically Isolated Buildings. In Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures: 17th World Conference on Seismic Isolation (17WCSI) (pp. 254-263). Cham: Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-031-21187-4_19
- [37] Cardone D., Viggiani L. R. S., Perrone G., Telesca A., Di Cesare A., Ponzo F.C., Ragni L., Micozzi F., Dall'Asta A., Furinghetti M., Pavese A. (2022). Modelling and seismic response analysis of existing Italian residential RC buildings retrofitted by seismic isolation. J. Earthq. Eng., 1–25. doi:10.1080/13632469.2022.2036271.
- [38] Ponzo F.C., Di Cesare A., Lamarucciola N. (2023). Retrofitting of R.C. frame buildings with double concave curved surface isolator sliders characterized by over-stroke displacement capacity. Proc. of 9th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering COMPDYN, 12-14 June 2023 Athens, Greece. doi: 10.7712/120123.10393.21353
- [39] Ponzo F.C., Di Cesare A., Lamarucciola N. (2023). Nonlinear analysis of base isolated buildings with curved surface sliders including over-stroke displacements. Proc. of 8th International Symposium on Life-Cycle in Civil Engineering IALCCE2023, 2-6 July 2023, Milan, Italy. DOI: 10.1201/9781003323020-174.
- [40] Di Cesare A., Lamarucciola N., Ponzo F.C. (2024). Seismic Fragility Reduction for Base Isolated RC Frame Buildings by Curved Surface Sliding Bearings with Over-Stroke Displacement Capacity. Journal of Earthquake Engineering, 1-15. <https://doi.org/10.1080/13632469.2024.2337141>.
- [41] Doudoumis N.I., Kotanidis C., Doudoumis I.N. (2006). A comparative study on static push-over and time-history analysis methods in base isolated buildings. In Proc. of 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, September 2006, Geneva.
- [42] Ragni L., Micozzi F., Brandonisio G., Dall'Asta A., De Luca A., Di Cesare A., Ponzo, F.C. (2019). Comportamento dei dispositivi HDRB sotto grandi spostamenti ed elevati carichi assiali. In Atti XVIII CONVEGNO ANIDIS.
- [43] Providakis C.P. (2008). Pushover analysis of base-isolated steel-concrete composite structures under near-fault excitations. Soil dynamics and earthquake Engineering, 28(4), 293-304.
- [44] Mazza F. (2022). Nonlinear seismic analysis of RC framed structures with horizontal and vertical base-isolation. Procedia Structural Integrity, 44: 1172-1179.

-
- [45] Mazza F., Braile A. (2024). Vertical isolation ratio of base-isolated RC structures subjected to near-fault earthquakes. 18th World Conference on earthquake Engineering WCEE2024, 30 June – 5 July, Milan, Italy.
 - [46] Mazza F., Labernarda R. (2024). Effects of masonry infills on the nonlinear seismic analysis of RC buildings with damped braces, 18th World Conference on earthquake Engineering WCEE2024, 30 June – 5 July, Milan, Italy.
 - [47] Mazza F. (2019). In-plane-out-of-plane non-linear model of masonry infills in the seismic analysis of r.c. framed buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 48(4): 432-453.

8

Elementi non strutturali

Edoardo Cosenza, Antonio Occhiuzzi

8.1 INTRODUZIONE

Il WP17 ha avuto come obiettivo l'identificazione dei risultati di ricerca ottenuti negli ultimi anni in grado di portare a contributi immediati in termini di indicazione normativa per la riduzione del rischio dei componenti non strutturali. In particolare, il WP si è proposto di selezionare, nell'ambito dell'attività scientifica in corso, i temi inerenti la sicurezza strutturale dei componenti non strutturali (CNS) che si trovano o si troveranno a breve ad uno stato di maturazione adeguato per essere inclusi all'interno di un corpo normativo ufficialmente riconosciuto dalla vigente normativa sulle costruzioni (es. Documenti Tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche, Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, etc.).

La tabella di seguito riportata riassume la composizione del gruppo di lavoro:

Tabella 8.1: Unità di Ricerca coinvolte nel WP17.

UNITÀ DI RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
ITC-CNR	Edoardo Cosenza (coordinatore WP) Antonio Occhiuzzi (coordinatore WP)	Istituto per le Tecnologie della Costruzione del CNR
UNINA1	Gennaro Magliulo (coord. T4)	Università "Federico II", DIST
UNIBO1	Nicola Buratti	Università di Bologna, DICAM

UNITÀ DI RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
UNIBO2	Ernesto Salzano	Università di Bologna, DICAM
UNISANNIO	Giuseppe Maddaloni (coord. T5)	Università del Sannio
UNISALENTO	Marianovella Leone (coord. T2)	Università del Salento
UNIBAS	Giuseppe Santarsiero	Università della Basilicata, SI
UNIPEGASO	Francesco Fabbrocino	Università Telematica Pegaso
UNINA2	Domenico Asprone (coord. T7)	Università "Federico II", DIST
IUSS	Andrè Filiatrault Roberto Nascimbene (coord. T1)	IUSS Pavia

Le attività di ricerca sono state individuate mediante un processo di selezione basato sulla “maturità” raggiunta dal singolo tema e finalizzato alla redazione di un documento normativo o pre-normativo. A tale scopo, e tenuto presente quanto previsto dalla vigente normativa in tema di sicurezza antisismica dei componenti non strutturali, le attività di ricerca hanno compreso, oltre alla definizione di apposite tecniche di valutazione della capacità e della domanda strutturale, tecniche e tecnologie per la certificazione dei componenti non strutturali soggetti ad azioni sismiche. A tal fine, le attività del WP17 sono state così articolate:

Task 17.1: Valutazione della sicurezza e definizione delle azioni. Le attività di ricerca sono state finalizzate alla definizione di appositi stati limite per i componenti non strutturali e alle metodologie corrispondenti per la valutazione della domanda e della capacità strutturale dei componenti non strutturali.

Task 17.2: Edilizia generale. Le tecniche e le metodologie sviluppate nel task 1 sono state applicate e contestualizzate al caso di partizioni esterne, partizioni interne e controsoffittature.

Task 17.3: Edilizia speciale. Le tecniche e le metodologie sviluppate nel task 1 sono state applicate e contestualizzate al caso degli involucri edilizi moderni (facciate continue opache e trasparenti).

Task 17.4: Temi speciali. Le tecniche e le metodologie sviluppate nel task 1 sono state applicate e contestualizzate ai contenuti critici nell’ambito dell’edilizia ospedaliera e museale (attrezzature, arredi speciali, beni artistici mobili) e ai componenti non strutturali degli edifici ad uso industriale [1-4].

Task 17.5: Collegamenti della componentistica edilizia e industriale. Le tecniche e le metodologie sviluppate nel task 1 sono state applicate e contestualizzate agli ancoraggi, ai collegamenti e ai sistemi di fissaggio delle reti di impianti [1-5].

Task 17.6: Qualificazione e certificazione. Il presente task si è prefisso di individuare metodi e tecniche per la qualificazione della capacità sismica degli elementi non strutturali e le modalità della corrispondente certificazione nell'ambito delle regole europee sui prodotti da costruzione, con particolare riferimento ai componenti assemblati in cantiere di cui al §7.2.3 delle NTC 2018 [1-4,6,7].

Task 17.7: Integrazione BIM. Sono state analizzate le informazioni e le procedure necessarie per l'integrazione operativa dei componenti non strutturali nei modelli BIM ai fini della riduzione del rischio sismico.

I riferimenti tra parentesi quadre sono relativi ai prodotti della ricerca, relativi alle attività svolte dalle UR partecipanti al WP17, elencati in bibliografia.

Il principale prodotto del WP17 è stato un report complessivo sull'attività di ricerca svolta, articolato in un numero di capitoli pari a quello dei task. Il report è stato impostato sin dalle prime attività di progetto e poi continuamente esteso ai risultati delle attività che venivano via via svolte.

8.2 CONTRIBUTI NORMATIVI PROPOSTI

8.2.1 Valutazione della sicurezza e definizione delle azioni

1. Il contributo normativo si riferisce alla sezione §7.2.3 delle NTC 2018 [7], ovvero all'integrazione delle raccomandazioni operative associate alle verifiche delle condizioni di sicurezza e alla valutazione della capacità sismica relativa agli elementi non strutturali. In particolare, sarebbe opportuno indicare in maniera esplicita che sia compito del direttore dei lavori condurre la verifica di sicurezza (mero confronto capacità-domanda che riceve rispettivamente da produttore/installatore e da progettista) nel caso di elemento non strutturale assemblato in cantiere, con riferimento agli stati limite riportati in tabella 7.3.III. In merito alla valutazione della capacità sismica, il testo normativo dovrebbe, inoltre, riportare un diretto riferimento agli stati limite previsti dalla tabella 7.3.III e a protocolli di qualificazione sismica di comprovata

validità per la valutazione della capacità [8, 9], consentendo in maniera esplicita l'utilizzo di modelli numerici o teorici, purché essi siano stati validati mediante un confronto sperimentale consistente con la specifica applicazione ovvero rispetto alla stessa tipologia di elemento e degli stati limite considerati [10].

2. Sulla base della metodologia proposta e delle analisi condotte nell'ambito del WP17, con riferimento alla sezione §C7.2.3, appare limitante stabilire solo due possibili valori per il fattore di comportamento da assegnare agli elementi non-strutturali in fase di progetto/verifica; mentre si dovrebbero incentivare le aziende produttrici di elementi non strutturali assemblati o eseguiti in cantiere a svolgere specifici studi che mettano in evidenza gli effettivi valori da adottare.

3. In accordo a studi recenti e alle risultanze della attività di ricerca condotte nell'ambito del presente progetto [4, 8, 10], la “formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai” (NTC 2018 [7], sezione §C7.2.3) risulterebbe essere applicabile in maniera conservativa anche al caso delle costruzioni con struttura non a telaio, nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescente con l'altezza della costruzione. Pertanto, sarebbe opportuno rimuovere la condizione di applicabilità della suddetta formulazione relativa alle costruzioni con struttura a telai, specificando in maniera più chiara, ovvero nel sottotitolo della sezione che descrive la formulazione, la condizione di applicabilità relativa all'andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescente con l'altezza della costruzione. Inoltre, sarebbe opportuno correggere un refuso relativo al riferimento della relativa espressione (si fa erroneamente riferimento alla formula C7.2.5).

4. Il contributo normativo si riferisce alla Tabella 7.3.III delle NTC 2018 [7]. In particolare, nella versione corrente, con riferimento a Cu III e IV, viene specificato che la verifica FUN associata allo SLO debba applicarsi agli “arredi fissi” (oltre che agli impianti (IM)) senza fare riferimento al caso generico degli elementi non strutturali (NS). Non sembrerebbe coerente verificare la condizione FUN per i soli impianti e per gli “arredi fissi” trascurando gli elementi non strutturali (NS). Inoltre, la norma non definisce in maniera univoca quali elementi non strutturali ricadano nella categoria di “arredi fissi”. La letteratura recente e i numerosi rapporti post-sisma hanno dimostrato che il funzionamento di un edificio o di un ambiente ricadente in Cu III e IV non può

riferirsi esclusivamente agli impianti (IM) e agli “arredi fissi” ma è tipicamente condizionato dagli elementi non strutturali in generale (si pensi, ad esempio, agli elementi architettonici di tipo “partizione” o “tamponatura” oppure a componenti elettrici/elettronici). Pertanto, sarebbe ottimale emendare la Tabella 7.3.III prescrivendo la verifica FUN allo SLO per tutti gli elementi non strutturali (NS), eliminando il riferimento specifico agli “arredi fissi”.

8.2.2 Temi speciali: Collegamenti della componentistica edilizia e industriale

1. Il contributo normativo si riferisce alla sezione §7.2.4 delle NTC 2018 [7], ovvero alle raccomandazioni operative associate alle verifiche delle condizioni di sicurezza e alla valutazione della capacità sismica relativa agli impianti. In particolare, sarebbe opportuno indicare esplicitamente che è compito del direttore dei lavori condurre la verifica di sicurezza nel caso di impianti (mero confronto capacità-domanda che riceve rispettivamente da produttore/installatore e da progettista), con riferimento agli stati limite riportati in Tabella 7.3.III. In merito alla valutazione capacità sismica, il testo dovrebbe riportare un diretto riferimento agli stati limite previsti dalla Tabella 7.3.III e a protocolli di qualificazione sismica di comprovata validità per la valutazione della capacità [8, 9], consentendo in maniera esplicita l’utilizzo di modelli numerici o teorici, purché essi siano stati validati mediante un confronto sperimentale consistente con la specifica applicazione ovvero rispetto alla stessa tipologia di impianto e degli stati limite considerati [10].

2. Le analisi eseguite su diversi tipi di impianti analizzati nell’ambito del task 5 del WP17, nonché i risultati di studi precedentemente condotti, hanno evidenziato i seguenti aspetti:

- La domanda sismica ottenuta da analisi dinamiche non lineari sui giunti tra tubazioni e sui sistemi di collegamento può risultare superiore rispetto al valore calcolato tramite approcci lineari semplificati nel caso di configurazioni geometriche irregolari della rete [11-13].
- Il danneggiamento dell’impianto in seguito all’azione sismica è localizzato su giunti tra tubazioni, sistemi di collegamento e attraversamenti, mentre le sollecitazioni sui tubi risultano significativamente inferiori rispetto al limite elastico [11-13].

Sulla base di quanto esposto, si ritiene opportuno indirizzare la scelta dei metodi di modellazione e di analisi della risposta sismica sulla base della configurazione geometrica e delle caratteristiche meccaniche di tutti gli elementi dell'impianto, nonché del tipo di connessione dell'impianto alla struttura. Inoltre, le verifiche delle prestazioni sismiche degli impianti dovrebbero focalizzarsi sulle principali componenti degli stessi (giunti di tubazione, attraversamenti all'interno di tramezzi e solai, sistemi di collegamento alla struttura [14]).

3. Il contributo normativo è associato alla sezione §7.3.6.2 delle NTC 2018 [7], con riferimento alle verifiche di funzionamento e di stabilità degli elementi non strutturali e degli impianti. Sarebbe opportuno prescrivere la verifica della condizione FUN rispetto allo SLO per gli elementi non strutturali (NS), definendo in maniera univoca la condizione che deve essere verificata e i parametri da considerare per condurre tale verifica. Inoltre, sarebbe opportuno definire in maniera più tecnica e consistente la verifica STA per gli elementi non strutturali. Infatti, la versione corrente di tale sezione definisce la verifica STA solo in termini di prevenzione dell'“espulsione” degli elementi non strutturali, facendo probabilmente implicitamente riferimento ad elementi non strutturali di tamponamento (e ad altri elementi che possano essere “espulsi”). Ciò sembrerebbe essere fortemente limitativo ed improprio in molti casi, ad esempio, rispetto ad elementi non strutturali che non possono essere “espulsi” (si pensi, ad esempio, a controsoffitti oppure ad impianti di illuminazione). Inoltre, la verifica si riferisce alle sole azioni espresse in termini di forza inerziale, e ciò può essere improprio anche per gli elementi che possono essere “espulsi”. Infatti, per tali elementi, si pensi ad esempio ai pannelli di tamponamento, i meccanismi di espulsione legati alle azioni inerziali (fuori dal piano) e le relative capacità (espresse, ad esempio, in termini di forza inerziale capace del pannello) sono fortemente condizionati dal comportamento deformativo (nel piano) e dal condizionamento dell'integrità strutturale dell'elemento ad opera di quest'ultimo. Verificare tali elementi considerando solo azioni inerziali ovvero senza tenere conto del condizionamento del meccanismo di espulsione legato agli aspetti deformativi può essere non sicuro. Pertanto, andrebbe prescritto che la verifica STA sia condotta verificando che spostamenti strutturali e/o le accelerazioni, a seconda che gli elementi non strutturali siano vulnerabili all'effetto dei primi e/o delle seconde, associati agli stati limite e C_u

considerati, non determinino la perdita di stabilità. Il testo normativo, infine, dovrebbe definire tecnicamente la condizione di stabilità, facendo riferimento a condizioni di danneggiamento generalizzabili e riconducibili agli elementi non strutturali oggetto di verifica (a differenza della versione corrente che si riferisce alla sola “espulsione” dell’elemento non strutturale ad opera delle azioni inerziali).

8.2.3 Qualificazione e certificazione

Il 17.1.2024, con la citazione sul supplemento L della Gazzetta Ufficiale delle Comunità Europee è stata definitivamente approvata la linea guida di qualificazione europea “European Assessment Document n. 090062-01-0404 - Kits for external wall claddings mechanically fixed” [6], redatto a cura dell’European Organization for Technical Assessment di Bruxelles. In particolare, l’allegato “R – Resistance to seismic loads” i cui contenuti sono stati sviluppati nell’ambito delle attività svolte nel Task 6 del WP17, rappresenta l’unico documento europeo ufficiale per la valutazione della capacità sismica delle facciate ventilate degli edifici.

8.3 RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano le Unità di Ricerca e i relativi coordinatori riportati nella tab. 17.1, che hanno svolto le attività di ricerca del WP17 del Progetto DPC-ReLUI5 2022-24. Un particolare ringraziamento va poi ai coordinatori dei Task, Domenico Asprone, Marianovella Leone, Giuseppe Maddaloni, Gennaro Magliulo e Roberto Nascimbene, per il rilevante contributo da loro dato sia nel coordinamento delle attività di ricerca svolte nell’ambito del WP17 sia nella redazione dei relativi paragrafi del presente capitolo.

8.4 BIBLIOGRAFIA

- [1] D’Angela, D., Magliulo, G., Di Salvatore, C., Zito, M. (2024). Seismic assessment and qualification of acceleration-sensitive nonstructural elements through shake table testing: reliability of testing protocols and reliability-targeted safety factors. *Eng. Struct.* <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.117271>.
- [2] Magliulo, G., Zito, M., D’Angela, D. (2024). Dynamic identification and seismic capacity of an innovative cleanroom with walkable ceiling system. *Bull. Earthq. Eng.* 22, 3287–3321. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01895-z>.

- [3] Magliulo, G., D'Angela, D. (2024). Seismic response and capacity of inelastic acceleration-sensitive nonstructural elements subjected to building floor motions. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* *eqe.4080*. <https://doi.org/10.1002/eqe.4080>
- [4] Progetto di ricerca Reluis – DPC 2022-2024. Work Package 17 - Contributi normativi per elementi non strutturali. Report finale di WP su attività svolte e risultati. Consorzio ReLUIs
- [5] Blasi G., Perrone D., Aiello M.A. (2022). Effects of the vertical and horizontal acceleration on the seismic response of piping networks, atti del convegno ANIDIS 2022.
- [6] European Assessment Document n. 090062-01-0404 “Kits for external wall claddings mechanically fixed”.
- [7] Ministero delle Infrastrutture (2018). Norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 42, Decreto Ministero Infrastrutture 17.01.2018, Roma, Italia.
- [8] D'Angela, D., Magliulo, G., Di Salvatore, C., Zito, M. (2024). Seismic assessment and qualification of acceleration-sensitive nonstructural elements through shake table testing: reliability of testing protocols and reliability-targeted safety factors. *Eng. Struct.* <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.117271>.
- [9] Magliulo, G., D'Angela, D. (2024). Seismic response and capacity of inelastic acceleration-sensitive nonstructural elements subjected to building floor motions. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* *eqe.4080*. <https://doi.org/10.1002/eqe.4080>.
- [10] Magliulo, G., Zito, M., D'Angela, D. (2024). Dynamic identification and seismic capacity of an innovative cleanroom with walkable ceiling system. *Bull. Earthq. Eng.* *22*, 3287–3321. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01895-z>.
- [11] Blasi G., Aiello M.A., Maddaloni G., Pecce M.R. (2018). Seismic response evaluation of medical gas and fire-protection pipelines' Tee-Joints, *Engineering Structures*; *173*: 1039–1053.
- [12] Blasi G., Perrone D., Aiello M.A., Pecce M.R. (2021). Seismic performance assessment of piping systems in bare and infilled RC buildings, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* *149* 106897, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106897>.
- [13] Soroushian S., Zaghi A.E., Maragakis M., Echevarria A., Tian Y., Filiatrault A. (2015). Analytical seismic fragility analyses of fire sprinkler piping systems with threaded joints, *Earthquake Spectra*, Volume 31, Issue 2, <https://doi.org/10.1193/083112EQS277>
- [14] Perrone D., Filiatrault A., Peloso S., Brunesi E., Beiter C., Piccinin R. (2020). Experimental seismic response evaluation of suspended piping restraint installations, *Bull Earthquake Eng* *18*, 1499–1524. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00755-5>

9

Materiali strutturali innovativi per la sostenibilità delle costruzioni

Maria Antonietta Aiello, Luciano Feo

9.1 INTRODUZIONE

Il WP14 ha visto la partecipazione di ventuno Unità di Ricerca (UR), riportate nella seguente Tabella 9.1.

Tabella 9.1: Unità di Ricerca coinvolte nel WP14.

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
UNISAL	Maria Antonietta Aiello (Coordinatrice)	Università del Salento
UNICAL	Francesco Bencardino	Università della Calabria
UNINA	Antonio Bilotta	Università degli Studi Napoli "Federico II"
UNIPG	Speranzini Emanuela	Università degli Studi di Perugia
UNIBO	Nicola Buratti	Università di Bologna
UNIPARTHENOPE	Francesca Ceroni	Università degli Studi di Napoli "Parthenope"
UNIROMA3	Gianmarco De Felice, Stefano De Santis	Università degli Studi Roma Tre
POLIMI	Marco Di Prisco	Politecnico di Milano

UNITÀ di RICERCA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	UNIVERSITÀ/ENTE DI RICERCA
UNIECAMPUS	Francesco Focacci	Università Telematica E-CAMPUS
UNIPA	Givanni Minafò	Università degli Studi di Palermo
UNIBO	Claudio Mazzotti	Università di Bologna
UNICAL	Luciano Ombres	Università della Calabria
UNIBS	Giovanni Plizzari	Università degli Studi di Brescia
POLIMI	Carlo Poggi	Politecnico di Milano
UNINA	Andrea Prota	Università degli Studi di Napoli "Federico II"
UNISA	Roberto Realfonzo	Università degli Studi di Salerno
UNINA	Elio Sacco	Università degli Studi di Napoli "Federico II"
UNIROMA2	Zila Rinaldi	Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"
UNISA	Luciano Feo (Coordinatore)	Università degli Studi di Salerno
UNIROMA2	Giuseppe Vairo	Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"
UNINA	Ileana Corbi	Università degli Studi di Napoli "Federico II"

La sostenibilità delle costruzioni è fortemente correlata alle proprietà dei materiali utilizzati; a livello strutturale la scelta del materiale, sia per gli interventi su costruzioni esistenti sia per la realizzazione di nuove opere, risulta fondamentale nel perseguimento della sostenibilità, intesa come: garanzia di un adeguato livello di sicurezza, anche in situazioni eccezionali; durabilità, ovvero capacità di mantenere invariate le prestazioni durante la vita utile limitando gli interventi di manutenzione; basso impatto ambientale; bassi livelli di rischio per gli operatori.

In tale contesto, il WP14 è stato incentrato sia sulla prosecuzione del lavoro già svolto nel triennio 2019-2021, relativo principalmente all'impiego di materiali compositi per interventi su costruzioni esistenti, sia sull'approfondimento di tematiche inerenti l'impiego di materiali innovativi per le strutture in calcestruzzo armato (c.a.). In riferimento alle costruzioni esistenti, l'obiettivo del WP14 è stato quello di fornire contributi alla validazione/integrazione di Linee Guida ad oggi disponibili, a livello nazionale, e incluse nell'elenco dei riferimenti tecnici della normativa vigente [1] riportato al Cap. 12, o citate al Cap. 11 della medesima normativa tecnica, con

riferimento alla qualificazione ed identificazione dei materiali strutturali che rientrano nel caso C). Nello specifico, i materiali compositi trattati sono quelli a matrice inorganica a fibre lunghe (FRCM- Fiber Reinforced Cementitious Matrix), a fibre corte (HPFRC – High Performance Fiber Reinforced Concrete), ed i sistemi CRM (Composite Reinforced Mortar).

Per quanto concerne il tema dei materiali innovativi per la realizzazione di strutture in c.a., le attività hanno riguardato l'impiego di armature non metalliche, ovvero in materiale composito di tipo FRP (Fiber Reinforced Polymers), di calcestruzzi green, ovvero realizzati con materiali da riciclo e/o con leganti a basso impatto ambientale (leganti ad attivazione alcalina - geopolimerici, cementi solfoalluminosi), nonché di calcestruzzi ad elevata durabilità ottenuti con aggiunta di nanomateriali. Le attività sono state svolte sulla base di analisi ed elaborazione dei risultati di prove sperimentali disponibili presso i Laboratori di ricerca delle UR (Unità di Ricerca) coinvolte, raccolta ed analisi dei documenti tecnico/scientifici di più recente pubblicazione, realizzazione di indagini sperimentali mirate all'approfondimento di aspetti specifici. È stata prevista un'articolazione del WP in Task e Sub-Task, come di seguito brevemente sintetizzato.

Task 14.1: MATERIALI COMPOSITI A MATRICE INORGANICA PER INTERVENTI SU COSTRUZIONI ESISTENTI

Task 14.1.1: Interventi mediante compositi di tipo FRCM

Per quanto concerne l'impiego di materiali compositi a matrice inorganica realizzati con fibre lunghe (FRCM), allo stato attuale sono disponibili documenti tecnici a livello nazionale ed internazionale sia relativamente alla qualificazione del materiale sia alla progettazione degli interventi. Tuttavia, è emersa la necessità di proporre alcune modifiche alle relazioni progettuali esistenti, sulla base del più ampio database sperimentale ad oggi disponibile (ad esempio per il rinforzo di pannelli in muratura), nonché di proporre nuove indicazioni normative (ad esempio per la determinazione delle proprietà di aderenza e per il comportamento a lungo termine) e di ridefinire alcuni test sperimentali ad oggi utilizzati per la qualificazione del materiale, sulla base dell'esperienza acquisita dalle UR e dell'evoluzione della ricerca in tale ambito.

Task 14.1.2: Interventi mediante sistemi CRM

In relazione all'impiego di intonaci armati, CRM, si precisa che non sono disponibili attualmente documenti tecnici per la progettazione di interventi; pertanto, l'attività è stata indirizzata alla definizione di formule progettuali in relazione al rinforzo di

pannelli murari e di strutture curve. Anche in tale ambito, sulla base dell'esperienza acquisita e dell'evoluzione delle conoscenze, sono stati forniti contributi per la revisione/ integrazione dei documenti tecnici disponibili, relativi alla qualificazione/accettazione dei sistemi CRM.

Task 14.1.3: Interventi mediante compositi di tipo HPFRC

Nel precedente triennio di Progetto (2019-2021) erano state già formulate prime proposte per la progettazione di interventi su strutture in muratura ed in c.a., mediante l'impiego di materiali compositi a matrice inorganica a fibre corte. Pertanto, l'attività ha riguardato la ulteriore validazione delle formulazioni proposte e l'integrazione con esempi applicativi e casi di studio.

Task 14.1.4: Interventi mediante compositi a matrice inorganica (FRCM, CRM, HPFRC) per il rinforzo strutturale e l'efficientamento energetico

Sulla base di studi disponibili in letteratura, sono stati analizzati alcuni possibili sistemi di rinforzo strutturale e contestuale efficientamento energetico, analizzando i parametri meccanici e termici, e i target prestazionali.

Task 14.2: IMPIEGO DI ARMATURE NON METALLICHE NELLE STRUTTURE IN C.A.

In tale Task sono state approfondite specifiche tematiche inerenti il comportamento strutturale, in esercizio ed in condizioni ultime, di elementi in calcestruzzo armati con barre/staffe in materiale composito (FRP), al fine di contribuire ad integrare/validare le linee guida esistenti, in particolare in riferimento agli stati limite di fessurazione e deformazione, all'aderenza armatura-calcestruzzo, al comportamento in presenza di azioni sismiche.

Task 14.3: CALCESTRUZZI GREEN E AD ELEVATA DURABILITA'

In relazione alla tematica riguardante i calcestruzzi green non sono ad oggi disponibili specifici documenti normativi; si fa riferimento, in particolare, ai calcestruzzi realizzati con materiale da riciclo (inerti, fibre) e/o con leganti a basso impatto ambientale (calcestruzzi geopolimerici, calcestruzzi solfoalluminosi), nonché ai calcestruzzi ottenuti con l'aggiunta di nanomateriali. Il calcestruzzo, come noto, è uno dei materiali da costruzione indubbiamente più diffuso, tuttavia i costi ambientali ed energetici connessi alla sua produzione e i fenomeni di degrado che ne compromettono la durabilità, potrebbero limitarne progressivamente l'utilizzo futuro. Sono diverse le ricerche disponibili focalizzate sullo studio di calcestruzzi innovativi, in grado di garantire una maggiore sostenibilità, sebbene ulteriori indagini risultano sicuramente

necessarie. L'attività ha riguardato una disamina della letteratura disponibile e la realizzazione di alcune indagini sperimentali. Il Task 14.3 è stato suddiviso nei seguenti sub-task:

Task 14.3.1 - Impiego di materiali da riciclo nelle strutture in c.a.

Task 14.3.2 - Calcestruzzi realizzati con leganti a basso impatto ambientale

Task 14.3.3 - Calcestruzzi durevoli ottenuti mediante l'aggiunta di nanomateriali

Nei successivi paragrafi verranno riportati i contributi scaturiti dalle attività svolte nell'ambito del WP14 e che potranno essere considerati in un eventuale processo di revisione delle Linee Guida e dei documenti tecnici emanati dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e dal CNR.

Inoltre, le ricerche condotte nel progetto DPC-ReLUIIS 2019-2021 sugli interventi realizzati con compositi a matrice polimerica (FRP- Fiber Reinforced Polymers), hanno condotto ad una proposta di revisione delle relazioni attualmente utilizzate in relazione alle verifiche di sicurezza nei confronti del distacco dal supporto, come riportato nel Paragrafo 9.6 del presente capitolo.

Per quanto concerne gli ulteriori prodotti del WP e gli approfondimenti sulle varie tematiche, si rimanda allo specifico sito web del Progetto DPC-Reluis (cfr. Prefazione).

9.2 INTERVENTI CON SISTEMI CRM (Composite Reinforced Mortar)

La tecnica dell'intonaco armato con compositi CRM (Composite Reinforced Mortar), costituiti da una rete preformata in FRP (Fibre Reinforced Polymer) inglobata in una malta ed installata con l'ausilio di connettori meccanici, ancorché sia stata introdotta solo di recente nel mercato edilizio, è attualmente una delle più utilizzate per il rinforzo ed il miglioramento sismico delle costruzioni in muratura. Per la qualificazione dei sistemi CRM, il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha emanato, nel 2019, apposita Linea guida [2].

Le attività svolte da diverse unità di ricerca hanno condotto alla individuazione di alcune proposte utili per una eventuale revisione della Linea Guida, inerenti principalmente la qualificazione dei materiali in termini di durabilità, e i criteri di accettazione in cantiere [3].

9.2.1 Prove per l'accertamento della durabilità ambientale

Nel § 5.4 della Linea Guida già di sopra citata [2] si riportano le prove da effettuare per la qualificazione dei sistemi CRM, in relazione alla durabilità. Sulla base dell'analisi svolta dalle UR coinvolte nel progetto, è emersa la proposta di sostituire l'invecchiamento artificiale in umidità e le prove cicliche di gelo-disgelo con un unico condizionamento, finalizzato ad indagare la resistenza ai cicli ambientali (stress termo-igrometrici). A tale scopo un utile riferimento è il protocollo UNI EN ISO 9142:2006 [4], che appare coerente con la finalità della qualificazione, ovvero di valutare gli effetti di stress termo-igrometrici rappresentativi delle reali condizioni di esercizio delle strutture rinforzate. In particolare, il condizionamento consiste in 21 cicli termo-igrometrici. Ciascun ciclo, avente durata pari a 24 ore, comprende: 15 ore alla temperatura di 40 ± 2 °C e al 90 ± 3 % di umidità relativa; l'abbassamento della temperatura fino a -20 ± 2 °C in 60 minuti e il mantenimento di questa condizione per 2 ore; l'innalzamento della temperatura fino a 70 ± 2 °C e dell'umidità al 50 ± 5 % in 60 minuti e il mantenimento di questa condizione per 4 ore; l'abbassamento della temperatura fino a 40 ± 2 °C in 60 minuti. Inoltre, per quanto riguarda le prove mirate ad accertare la resistenza in ambiente alcalino si ritiene necessario definire la soluzione basica necessaria ad effettuare il condizionamento, tenendo conto della specifica natura chimica dell'ambiente nel quale la rete di FRP sarà immersa, ovvero una malta con legante a base cementizia o a base di calce. In particolare, si propone l'immersione dei campioni da testare in una soluzione acquosa con $\text{pH} \geq 12,5$, contenente $\text{Ca}(\text{OH})_2$, per sistemi comprendenti matrici a base di calce, e $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{Na}(\text{OH}) + \text{K}(\text{OH})$ per sistemi comprendenti matrici a base di cemento. La modifica del condizionamento proposta è formulata sulla base degli studi presenti in letteratura [5-7], e delle attività svolte nell'ambito di comitati tecnici internazionali (TC-290 IMC: Durability of Inorganic Matrix Composites used for Strengthening of Masonry Constructions, RILEM).

9.2.2 Prove di accettazione in cantiere

Nell'ambito delle procedure di accettazione sono previste prove di trazione su campioni dei componenti in FRP del sistema CRM. La condizione prevista per l'accettazione del materiale consiste nel verificare che i valori della tensione di rottura a trazione e del modulo elastico risultino non inferiori ai corrispondenti valori nominali dichiarati nella scheda Prodotto, ovvero corrispondenti al valore caratteristico per la

prima ed al valore medio per il secondo. Sulla base dell'esperienza acquisita dai Laboratori di Ricerca delle UR coinvolte nel WP, la condizione per la quale tutti i campioni sottoposti a prove di trazione nell'ambito della procedura di accettazione manifestino un modulo elastico superiore al valore nominale (e cioè medio) appare troppo stringente. Inoltre, essa contrasta parzialmente con la prescrizione inerente alla resistenza a trazione, per la quale il valore nominale di riferimento (che deve essere superato da tutti i campioni sottoposti a prova) è il valore caratteristico. Pertanto, si propone di considerare quale valore di confronto per il Modulo Elastico l'85% del valore nominale.

9.3 INTERVENTI CON SISTEMI FRCM

I compositi fibrorinforzati a matrice inorganica FRCM (Fabric Reinforced Cementitious Matrix), costituiti da un tessuto o una rete (monodirezionale o multiassiale) applicata con una matrice inorganica sulla superficie esterna degli elementi strutturali, sono stati sviluppati negli ultimi 15 anni ed ampiamente utilizzati negli interventi su strutture esistenti, soprattutto per il miglioramento sismico delle costruzioni in calcestruzzo armato e muratura. Per la qualificazione dei sistemi FRCM, il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha emanato, nel dicembre 2018, apposita Linea Guida, successivamente aggiornata nel 2022 [8]. Inoltre, il CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche) ha redatto le Istruzioni mirate alla Progettazione, Esecuzione e Controllo degli interventi di consolidamento mediante compositi di tipo FRCM [9]. Nonostante la recente revisione della Linea Guida [8], esistono ancora alcuni aspetti che possono essere migliorati alla luce dell'avanzamento delle conoscenze scientifiche ed al miglioramento delle metodologie sperimentali. Le attività svolte da diverse unità di ricerca coinvolte nel Progetto, nell'ambito del WP14, hanno condotto alla individuazione di alcune proposte utili per un eventuale aggiornamento della citata Linea Guida di qualificazione [8]. In particolare, si riportano nel seguito i contributi forniti riguardo alla qualificazione del composito in presenza di sovrapposizione ed all'accertamento della durabilità ambientale. Diversi sono stati, inoltre, gli studi condotti in relazione alla Progettazione degli interventi di consolidamento, alcuni di essi riassunti in [10]; nel presente capitolo si riporta una proposta di integrazione delle Istruzioni di progettazione [9] in relazione alla valutazione della lunghezza di sovrapposizione del rinforzo nelle zone di giunzione.

9.3.1 Prova di trazione in presenza di sovrapposizione

Il criterio di superamento della prova di trazione in presenza di sovrapposizione è riportato al § 3.3.3 della Linea Guida [8]; esso consiste nel verificare che *“il valore caratteristico della tensione ultima determinato sul campione di composito in presenza di sovrapposizione delle reti, risulta non inferiore al 90% del valore caratteristico della tensione ultima determinata con le prove di trazione di cui al § 3.3.1.2”*, ovvero il confronto viene effettuato con riferimento alla resistenza a trazione determinata sul composito FRCM. La ricerca svolta nell’ambito del WP14 ha condotto a proporre quale valore di confronto quello della tensione limite convenzionale, calcolato per le prove di distacco dal supporto, secondo quanto indicato al § 3.3.2 della medesima Linea Guida. La proposta è motivata dal fatto che confrontare la prova di trazione su un singolo strato di composito con la corrispondente prova di trazione in presenza di sovrapposizione può risultare, in alcune situazioni, non completamente efficace. Nel primo caso, infatti, il composito è ancorato ad entrambe le estremità negli afferraggi della macchina di prova e può, quindi, raggiungere la tensione massima. Nel secondo caso, invece, la parte di rete sovrapposta non risulta ancorata ed è quindi sottoposta ad uno stato tensionale differente dal caso di rete non sovrapposta [11]. Per tale ragione, la prova di trazione in presenza di sovrapposizione delle reti restituisce risultati più confrontabili con la prova di distacco dal supporto.

9.3.2 Prove per l’accertamento della durabilità ambientale

Per quanto concerne le prove di qualificazione relative alla durabilità dei materiali, riportate al §3.4 [8], anche per il composito FRCM, in analogia a quanto proposto per il sistema CRM, si ritiene opportuno sostituire l’invecchiamento artificiale in umidità e le prove cicliche di gelo-disgelo con un unico condizionamento, finalizzato ad indagare la resistenza ai cicli ambientali (stress termo-igrometrici), mediante la procedura di condizionamento specificata nel § 9.2.1 del presente capitolo.

Relativamente alle prove di durabilità in ambiente alcalino, la Linea guida [8] prevede l’invecchiamento in soluzioni basiche al fine di simulare l’ambiente alcalino costituito dalla matrice inorganica (malta a base cementizia o calce), su campioni di composito (rete+malta). Gli studi condotti [5-7], [12-14], anche nell’ambito di comitati tecnici internazionali (TC-290 IMC, RILEM) riguardano fundamentalmente le modalità di prova e la valutazione delle prestazioni residue dei compositi in seguito ad esposizione

ad ambienti alcalini. In relazione alle procedure di qualificazione si rileva che sottoporre a condizionamento anche la matrice alcalina, che costituisce in tal caso l'ambiente aggressivo per il rinforzo, potrebbe risultare meno aderente alle condizioni reali. Si propone, pertanto, di sostituire la prova di invecchiamento artificiale in ambiente alcalino da effettuare sul sistema FRCM con una prova di invecchiamento da effettuare sulla sola rete di rinforzo. Per quanto concerne la soluzione basica da utilizzare per il condizionamento, si rimanda a quanto già riportato al § 9.2.1 del presente capitolo per le componenti in FRP del sistema CRM.

9.3.3 Giunti di sovrapposizione

Nel Capitolo 6 del DT-215/2018 del CNR [9] sono specificati i dettagli costruttivi, fra cui quelli inerenti i giunti di sovrapposizione del composito, per i quali si consiglia una lunghezza di sovrapposizione pari a 300 mm. L'attività svolta nell'ambito del WP14 su tale tematica, ha consentito di proporre un modello in grado di determinare la massima forza trasferibile per un'assegnata lunghezza di sovrapposizione (anche inferiore a 300 mm), ovvero di determinare la lunghezza di sovrapposizione necessaria a trasferire una assegnata forza. Detto modello, che potrebbe essere riportato quale allegato al documento tecnico citato, è applicabile nel caso di compositi FRCM che manifestano il distacco dal supporto in corrispondenza della superficie di interfaccia rinforzo-matrice, e qualora sia disponibile la relazione tra gli scorrimenti rinforzo-matrice e le corrispondenti tensioni tangenziali.

9.3.3.1 Modello proposto

Si considera il giunto di FRCM rappresentato in Figura 9.1, costituito da due strati di composito sovrapposti per la lunghezza L_t . Ad ognuno degli strati è applicata la forza F .

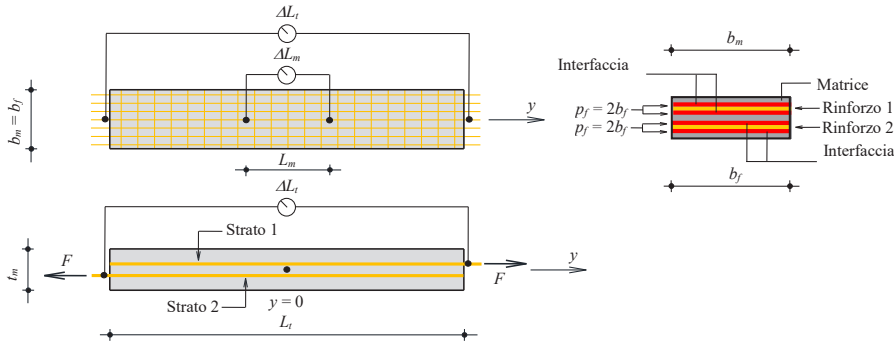


Figura 9.1: Giunto di FRCM.

Le condizioni di equilibrio degli strati di rinforzo e matrice consentono di ottenere il sistema di equazioni differenziali, di seguito riportato.

$$\begin{cases} \frac{d}{dy} s_i(y) = \varepsilon_{fi}(y) - \varepsilon_m(y) \\ \frac{d}{dy} \varepsilon_{fi}(y) = \frac{p_{fi}}{E_f A_{fi}} \tau(s_i(y)) \\ \frac{d}{dy} \varepsilon_m(y) = - \sum_{i=1}^2 \frac{p_{fi}}{E_m A_m} \tau(s_i(y)) \end{cases} \quad i=1,2 \quad (9.1)$$

nel quale $q(y)$ è il carico applicato alla matrice ($q(y)=0$ nel caso di Figura 9.1); s_i ed ε_{fi} sono, rispettivamente, lo scorrimento rinforzo-matrice e la deformazione del rinforzo dello strato i -esimo; ε_m è la deformazione della matrice; E_f e E_m sono i moduli elastici di rinforzo e matrice, rispettivamente; A_{fi} e A_m sono le aree della sezione trasversale dell' i -esimo strato di rinforzo e della matrice, rispettivamente; p_{fi} è il perimetro della superficie di contatto tra l' i -esimo strato di rinforzo e la matrice; $\tau(s)$ è la legge coesiva che caratterizza l'interfaccia rinforzo-matrice ed associa lo scorrimento, s , all'interfaccia alla corrispondente tensione tangenziale, τ .

La soluzione del sistema 9.1, imponendo le condizioni al contorno, relative agli scorrimenti ed alle deformazioni dei materiali agli estremi del giunto o in corrispondenza di fessure intermedie, consentono di determinare la relazione tra un

qualunque parametro di spostamento ed un qualunque parametro di forza; ulteriori dettagli sono riportati in [15].

9.4 INTERVENTI CON COMPOSITI HPFRC

Il lavoro svolto in questo ambito dalle UR del Progetto Reluis trae origine dalla riconosciuta necessità di introdurre nel quadro Normativo nazionale un documento tecnico in grado di fornire indicazioni utili alla progettazione di interventi di rinforzo di strutture esistenti, realizzati mediante materiali di tipo HPFRC (High Performance Fiber Reinforced Concrete). Le indicazioni riportate nel seguito sono, quindi, da considerarsi come possibile integrazione alle disposizioni riportate in [16], da inserire in un eventuale capitolo aggiuntivo. Detto capitolo viene suddiviso in due sezioni principali, riferite rispettivamente agli interventi su strutture in calcestruzzo armato (c.a.) e agli interventi su strutture in muratura non armata. In aggiunta alle formulazioni progettuali, sono riportate indicazioni aggiuntive sulle modalità di applicazione, approfondimenti ed esempi applicativi. Nel seguito sono riassunti i contenuti principali della proposta formulata, riportata in dettaglio in [17].

9.4.1 Rinforzo di strutture in c.a.

Il rinforzo con incamiciature in calcestruzzo fibro-rinforzato ad elevate prestazioni (HPFRC) rappresenta una valida alternativa ad interventi con camicie in calcestruzzo armato tradizionale, dando la possibilità di ridurre notevolmente lo spessore del materiale di rinforzo, che si mantiene nei limiti di 30-50 mm. Il calcestruzzo fibrorinforzato ad alte prestazioni (HPFRC) è generalmente caratterizzato da comportamento incrudente a trazione, accoppiato ad un'elevata resistenza a compressione e grande capacità deformativa, se confrontato con i tradizionali calcestruzzi fibro-rinforzati. Le principali applicazioni nel campo del rinforzo delle strutture esistenti possono riguardare solai, travi, pilastri e nodi; il contributo proposto riguarda solo elementi trave e pilastro. Le proprietà meccaniche dei materiali fibrorinforzati impiegati negli interventi di rinforzo di strutture in c.a. esistenti possono essere definite concordemente alle indicazioni riportate in [16].

9.4.1.1 Elementi soggetti a flessione

Il momento ultimo della trave rinforzata (Fig. 9.2), eventualmente soggetta a degrado da corrosione, può essere valutato, seguendo il classico approccio allo stato limite ultimo previsto dalle normative vigenti. L'influenza delle fibre sulla resistenza compressione è trascurata; pertanto il calcestruzzo fibrorinforzato in compressione è simulato in modo analogo al calcestruzzo tradizionale. Per il comportamento a trazione si utilizza un legame rigido plastico. Le condizioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione della sezione forniscono il valore dell'asse neutro e del momento ultimo.

Il diagramma momento-curvatura può essere definito per la valutazione del comportamento della sezione nelle varie fasi di carico, attraverso condizioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione e per livelli di curvatura crescente, fino al raggiungimento della deformazione ultima in uno dei materiali. Lo stesso può essere approssimato ad una bilatera, caratterizzata dal punto di snervamento e dal punto di rottura. Per il primo si può assumere una distribuzione elastica delle tensioni in compressione e lo stress-block in trazione, per il secondo può essere adottato un classico approccio del tipo stress-block. Per l'HPFRC del fondello può assumersi una distribuzione degli sforzi di trazione costante, considerati i piccoli valori di spessore utilizzati.

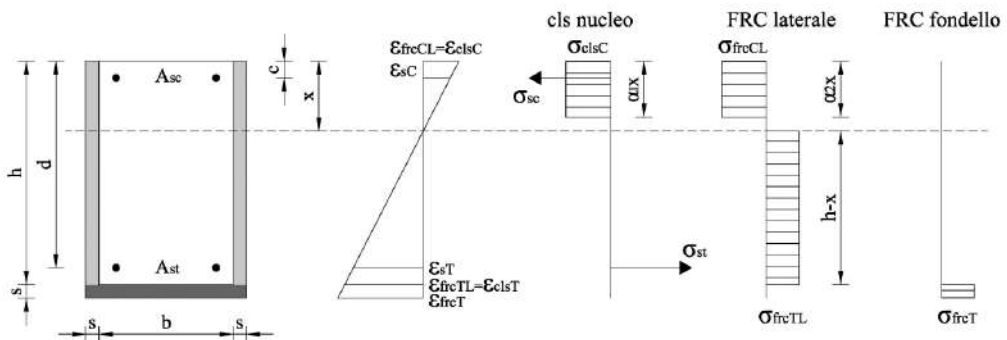


Figura 9.2: Sezione di trave rinforzata, distribuzione di deformazioni e tensioni.

9.4.1.2 Elementi soggetti a presso-flessione

La verifica per tensioni normali di pilastri rinforzati con camicie in HPFRC, ed eventualmente soggetti a degrado da corrosione, possono essere effettuate con domini di interazione momento flettente (M) – sforzo normale (N).

Per la definizione di detti domini allo stato limite ultimo è possibile far riferimento al metodo semplificato, basato sull'adozione di legami rigido-plastici (stress-block) per il calcestruzzo tradizionale soggetto a compressione ed il calcestruzzo fibrorinforzato HPFRC a trazione e compressione (Figura 9.3). È trascurato il contributo del calcestruzzo teso della sezione da rinforzare. Il dominio M-N allo stato limite ultimo è costruito attraverso condizioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione nelle ipotesi di planarità delle sezioni e perfetta aderenza tra i due materiali.

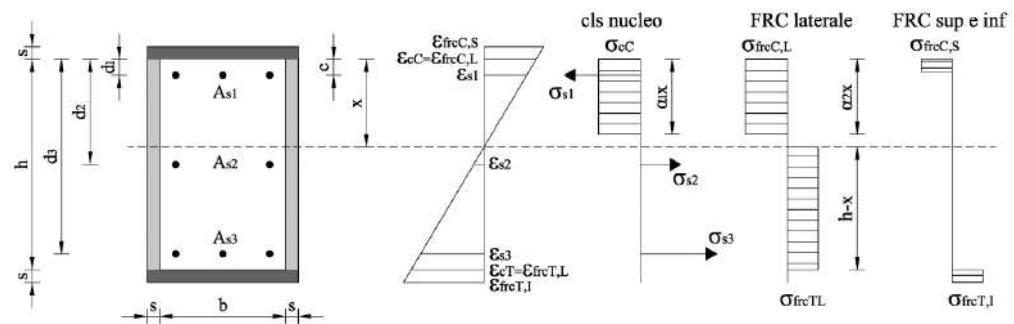


Figura 9.3: Sezione di elemento presso-inflesso, distribuzione deformazioni e tensioni.

Un effetto non secondario dell'incamiciatura in HPFRC è il confinamento che la stessa camicia esercita sul calcestruzzo del nucleo. La camicia svolge una funzione analoga a quella delle staffe comportando un sensibile miglioramento delle prestazioni del calcestruzzo originario sia in termini di resistenza sia di duttilità. Il legame costitutivo del calcestruzzo della sezione esistente potrebbe essere modificato per tener conto dell'effetto della camicia, utilizzando un criterio di staffatura equivalente.

9.4.1.3 Elementi soggetti a taglio

Il rinforzo con incamiciatura in HPFRC risulta efficace anche nel caso di travi debolmente armate a taglio per cui sia necessario un incremento del taglio resistente. In questo caso il contributo della camicia viene considerato trattando gli strati laterali in HPFRC come una sorta di "staffatura equivalente" (Fig. 9.4).

Il taglio resistente V_{Rd} , quindi, può essere espresso come:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s} + V_{Rd,FRC}, V_{Rd,c}\} \tag{9.2}$$

essendo $V_{Rd,s}$ la resistenza a taglio-trazione dell'armatura trasversale, $V_{Rd,c}$ la resistenza a taglio-compressione del puntone di calcestruzzo, e $V_{Rd,FRC}$ il contributo a taglio del rinforzo (assimilato a staffe equivalenti nel traliccio di Morsch):

$$V_{Rd,FRC} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0,9 \cdot 2 \cdot s_L \cdot H \cdot f_{Ftd} \cdot \cot \theta \quad (9.3)$$

con:

$H = h + s_L$, altezza totale della sezione rinforzata;

s_L = spessore laterale del rinforzo;

f_{Ftd} = resistenza a trazione di progetto per l'HPFRC;

θ = inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave nel caso di sezione rinforzata, tale per cui $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$.

$\gamma_{Rd} = 1,5$, coefficiente parziale di modello

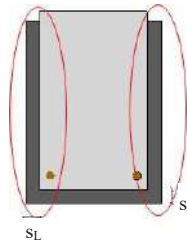


Figura 9.4: Rinforzo a Taglio di elementi in c.a.

9.4.2 Rinforzo di strutture in muratura

Gli studi condotti hanno consentito di pervenire ad un approccio analitico per il calcolo della resistenza nel piano e fuori dal piano di pannelli murari rinforzati mediante intonaci costituiti da malte fibrorinforzate (FRM – Fiber Reinforced Mortar).

L'intonaco può essere applicato su uno o su entrambi i lati dell'elemento murario. L'elevata resistenza residua a trazione conferita dalle fibre alla malta consente di adottare spessori contenuti (<50 mm) degli strati d'intonaco. Affinché la tecnica in oggetto sia efficace è necessario che gli strati di intonaco siano ancorati alla muratura mediante opportuni connettori metallici. Le proprietà meccaniche delle malte/calcestruzzi fibrorinforzati impiegati negli interventi di rinforzo di strutture in

muratura esistenti possono essere definite concordemente alle indicazioni riportate in [16].

9.4.2.1 Rinforzo a taglio nel piano

La resistenza a taglio di un pannello murario può essere incrementata mediante l'applicazione di uno strato d'intonaco FRM su una o entrambe le superfici [18]. La rottura per taglio può essere governata dalla formazione di fessure diagonali oppure dal raggiungimento della resistenza per taglio scorrimento. Il più debole dei due meccanismi governa la resistenza globale per taglio (V_{Rd}) della muratura rinforzata:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,t}; V_{Rd,s}) \quad (9.4)$$

dove:

$V_{Rd,t}$ è la resistenza a taglio diagonale;

$V_{Rd,s}$ è la resistenza a taglio scorrimento.

9.4.2.1.1 Resistenza a taglio diagonale

La resistenza a taglio diagonale della muratura rinforzata può essere ottenuta sommando il contributo della muratura non rinforzata ($V_{t,m}$) con quello dell'intonaco fibrorinforzato ($V_{t,coat}$):

$$V_{Rd,t} = \min(V_{t,m} + V_{t,coat}; V_{Rd,max}) \quad (9.5)$$

dove il limite superiore $V_{Rd,max}$ può essere calcolato, in accordo a [9], come la forza di taglio che causa una rottura per crushing diagonale della muratura:

$$V_{Rd,max} = 0,25 \cdot k \cdot f_{md} \cdot (t_m + nt_{coat}) \cdot z \quad (9.6)$$

dove:

f_{md} è la resistenza a compressione di progetto della muratura non rinforzata;

t_{coat} è lo spessore del singolo strato di intonaco;

t_m è lo spessore della muratura;

$n=1$ o 2 è il numero di strati di intonaco;

$z = 0,8L$ è il valore approssimato del braccio tra la risultante degli sforzi di compressione e di trazione agenti lungo la sezione orizzontale del pannello;

L è la lunghezza del pannello murario;

$k \geq 1$ è il coefficiente che considera l'incremento di resistenza a compressione della muratura dopo il rinforzo. Esso può essere determinato attraverso prove di compressione monoassiale, oppure può essere calcolato come segue:

$$k = \frac{t_m + nt_{coat} \cdot f_{cd}/f_{md}}{t_m + nt_{coat}} \quad (9.7)$$

con f_{cd} la resistenza a compressione di progetto dell'intonaco fibrorinforzato. L'intonaco FRM si comporta come un elemento bidimensionale perfettamente connesso alla muratura. Quando si raggiunge la rottura per taglio diagonale possono svilupparsi una o più fessure. Considerato che gli intonaci utilizzati sono caratterizzati in genere da aggregati con dimensione massima inferiore a 1 mm, il contributo a taglio fornito dall'ingranamento degli inerti può essere trascurato. Ne consegue che l'unico contributo alla resistenza interna post fessurazione è quello fornito dalle fibre, il quale può essere rappresentato mediante una distribuzione uniforme di sforzi (f_{Ftd}) lungo la/e fessura/e diagonale/i, avente/i inclinazione costante θ (Fig. 9.5).

Le azioni interne che equilibrano i carichi esterni possono essere schematizzate attraverso un semplice modello tirante-puntone. Il contributo resistente dell'intonaco fibrorinforzato risulta:

$$V_{t,coat} = m \cdot f_{Ftd} \cdot nt_{coat} \cdot \frac{h}{2 \cdot \sin^2(\theta)} \quad (9.8)$$

dove:

$m = \max [1; (2 \cdot L/h - 1)]$ è un fattore di ridondanza;

h è l'altezza della parete;

θ è l'angolo di inclinazione dei puntoni;

f_{Ftd} è la resistenza a trazione residua di progetto dell'intonaco FRM. Essa può essere assunta pari a:

$$f_{Ftd} = \max(0,9f_{ctd}; f_{Ft-0.25,d}) \quad (9.9)$$

con f_{ctd} la resistenza di prima fessurazione della matrice e $f_{Ft-0.25,d}$ la resistenza residua di progetto corrispondente ad un'apertura di fessura pari a 0,25 mm. La scelta di considerare un'apertura di fessura pari a 0,25 mm deriva da evidenze sperimentali [19] e da numerose simulazioni numeriche, le quali hanno mostrato che le fessure per taglio

diagonale di pannelli rinforzati sono caratterizzate da aperture comprese tra 0,2 e 0,5 mm.

L'inclinazione media dei puntoni è rappresentata dall'angolo θ , individuato dalla direzione degli sforzi principali di compressione agenti in mezzeria all'intonaco:

$$\theta = \min \left[\arctan \left(\frac{f_{ctd} + \sigma_{0d}}{b \cdot v_{cr}} \right); 90^\circ \right] \geq \arctan \left(\frac{h}{L} \right) \tag{9.10}$$

dove v_{cr} rappresenta sforzo di taglio corrispondente alla prima fessurazione e può essere valutato come segue:

$$v_{cr} = \frac{f_{ctd}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0d}}{f_{ctd}}} \tag{9.11}$$

essendo:

$b = h/L (\leq 1,5 \text{ e } \geq 1)$ un coefficiente correttivo;

$\sigma_{0d} = N/(L \cdot t_m)$ la tensione normale riferita all'area totale della sezione, con N carico assiale di progetto (positivo se di compressione).

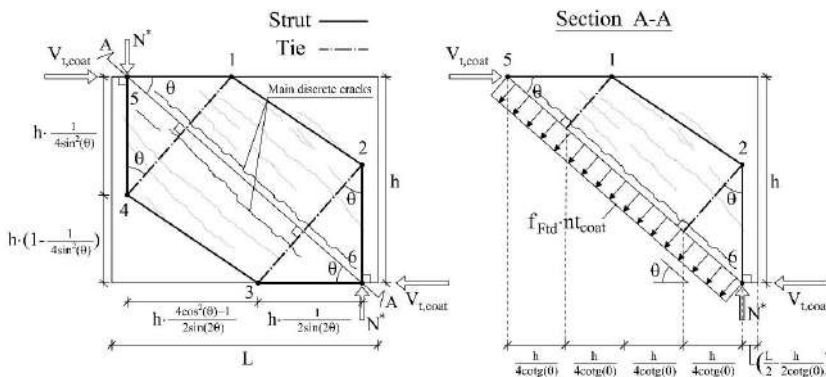


Figura 9.5: Meccanismo resistente per taglio diagonale: schematizzazione a tirante-puntone.

9.4.2.1.2 Resistenza a taglio scorrimento

L'incremento di resistenza a taglio dato dall'applicazione degli intonaci FRM può essere così alto da inibire la formazione di fessure diagonali. In questo caso, si possono manifestare meccanismi di taglio-scorrimento, in particolare alla base della parete.

Lungo il piano di potenziale scorrimento, il trasferimento dell'azione di taglio può avvenire attraverso l'attrito che agisce nella zona compressa del pannello. Gli sforzi d'attrito risultano dalla combinazione del contributo offerto dalla muratura ($v_{s,m}$) e dall'intonaco ($v_{s,coat}$). La resistenza a trazione fornita dalle fibre lungo la sezione fessurata è considerata costante e uguale a f_{Ftd} . Inoltre, quando si attiva la rottura per scorrimento, il massimo sforzo agente nella muratura (σ_m) e nell'intonaco (σ_{coat}) sono in genere minori rispetto alla corrispondente resistenza a compressione. Pertanto, si assume una distribuzione lineare degli sforzi di compressione nella zona compressa, avente estensione x_s .

Applicando l'equilibrio, la resistenza a taglio scorrimento del pannello rinforzato risulta:

$$V_{Rd,s} = x_s \cdot (v_{s,coat} \cdot nt_{coat} + v_{s,m} \cdot t_m) + V_{dd} \quad (9.12)$$

dove V_{dd} è il contributo resistente offerto dall'effetto spinotto delle barre d'acciaio, se presenti.

Il contributo resistente dato dall'attrito dell'intonaco può essere stimato in accordo a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [1] per i setti in ca:

$$v_{s,coat} = 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \quad (9.13)$$

dove:

$\eta = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ è un fattore di riduzione della resistenza;

f_{ck} è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica dell'intonaco.

Sempre in accordo con le NTC 2018 [1], il medesimo contributo offerto dalla muratura è dato da:

$$v_{s,m} = 0,4\sigma_{0d,s} + f_{v0d} \quad (9.14)$$

dove:

$$\sigma_{0d,s} = N/(x_s \cdot t_m);$$

f_{v0d} è la resistenza a taglio scorrimento di progetto della muratura in assenza di tensioni normali.

9.4.2.2 Rinforzo a presso-flessione nel piano

Oltre all'incremento di resistenza a taglio, l'applicazione dell'intonaco FRM fornisce un contributo alla resistenza a presso-flessione nel piano dei pannelli murari. Le verifiche devono includere, fra le altre, le sezioni di estremità dei campi di pannello delimitati dalla fondazione e dal primo solaio, ovvero da due solai di interpiano successivi. Qualora l'intonaco presenti delle discontinuità (ad es. nelle sezioni delimitate dalle fondazioni), la verifica deve prescindere dal contributo a trazione dell'intonaco.

La verifica a presso-flessione della sezione rinforzata risulta soddisfatta quando il momento resistente ultimo (M_{Rd}) supera il momento sollecitante di progetto (M_{Ed}).

Il calcolo del momento resistente di una generica sezione in muratura rinforzata con uno o due strati di intonaco FRM, può essere svolto assumendo le seguenti ipotesi:

1. le sezioni presso-inflesse ruotano rimanendo piane (principio di Bernoulli);
2. un legame elastico-perfettamente plastico viene assunto per le barre d'acciaio;
3. la resistenza a trazione della muratura viene trascurata;
4. una resistenza a trazione post-fessurativa viene considerata per l'intonaco FRM;
5. una distribuzione costante (stress-block) degli sforzi viene assunta per la muratura in compressione e per l'intonaco sia in compressione che in trazione.

Il comportamento a trazione dell'intonaco è rappresentato mediante un modello rigido-plastico, assumendo una resistenza a trazione ultima costante, $f_{Ftu,d}=f_{R3}/3$. La scelta di adottare una resistenza basata sul comportamento ultimo è supportata da evidenze sperimentali [19] e simulazioni numeriche, secondo le quali le fessure flessionali di un pannello rinforzato sono caratterizzate da aperture maggiori (~2,5 mm) rispetto a quelle delle fessure per taglio.

Alla luce delle precedenti ipotesi, è possibile individuare le equazioni di equilibrio necessarie per il calcolo della posizione dell'asse neutro a partire dalla forza assiale N agente sulla generica sezione rinforzata e del momento resistente di progetto.

9.4.2.3 Rinforzo di pannelli murari fuori dal piano

Attraverso l'applicazione di uno strato d'intonaco FRM su una o entrambe le superfici del paramento murario, è possibile ottenere un incremento di capacità del pannello rispetto ai meccanismi fuori piano. Al fine di valutare l'entità degli effetti benefici del rinforzo e determinare la resistenza fuori piano della parete in muratura, si propone un

metodo basato sullo studio dell'equilibrio di un paramento murario, distinguendo fra le seguenti situazioni:

1. muratura rinforzata con intonaco FRM applicato su una singola superficie del paramento murario e soggetta ad un carico diretto dalla muratura verso l'intonaco;
2. muratura rinforzata con intonaco FRM applicato su una singola superficie del paramento murario, soggetta ad un carico agente dall'intonaco verso la muratura;
3. Muratura rinforzata con intonaco FRM applicato su entrambe le superfici del paramento murario.

Il procedimento prende in considerazione il comportamento ultimo della muratura, partendo dalla conoscenza dei cinematici sviluppati dal paramento murario una volta raggiunto il carico ultimo (w_e) fuori piano. Gli equilibri necessari alla determinazione del carico ultimo sono definiti a partire da una opportuna distribuzione di sforzi lungo le sezioni coinvolte dalla formazione delle cerniere plastiche. Nella fattispecie, per quanto riguarda il comportamento della muratura e della malta fibrorinforzata si fa riferimento alle indicazioni riportate rispettivamente nell'Eurocodice 6 [20] e nel Model Code 2010 [21].

9.5 IMPIEGO DI ARMATURE NON METALLICHE (FRP) NELLE STRUTTURE IN C.A.

Nell'ambito del Progetto Reluis 2022-2024, gli studi condotti in relazione all'impiego di barre non metalliche (FRP- Fiber Reinforced Polymers) nelle strutture in c.a., sono stati indirizzati alla possibile revisione/integrazione del DT 203/2006 del CNR [22], in seguito all'evoluzione delle conoscenze, conseguenti alle diverse ricerche svolte negli anni, della tecnologia, che ha consentito di realizzare armature più performanti, nonché alla crescente esigenza di garantire una maggiore durabilità delle opere in c.a., in un'ottica di maggiore sostenibilità delle costruzioni. In tale contesto sono stati approfonditi, in particolare, gli aspetti correlati al comportamento in esercizio delle travi in calcestruzzo armate con barre non metalliche, l'aderenza armatura-calcestruzzo, e la possibilità di utilizzare sistemi ibridi (armature in acciaio ed in FRP) al fine di garantire un comportamento più duttile degli elementi strutturali. Nel presente capitolo si riporta il contributo inerente il calcolo delle frecce di elementi in c.a. inflessi,

che potrebbe essere considerato nella fase di revisione del citato DT [22]; ulteriori dettagli sul tema e la sintesi delle ulteriori attività condotte sono riportate in [23].

9.5.1 Il calcolo delle frecce di elementi inflessi in c.a. armati con barre in FRP

Nel paragrafo 4.7.3.3 del CNR-DT 203/2006 [22], per il calcolo delle frecce negli elementi inflessi viene riproposta la relazione utilizzata nel caso delle tradizionali armature in acciaio:

$$f = f_1 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m + f_2 \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m \right] \quad (9.15)$$

dove:

f_1 è la freccia calcolata considerando la sezione interamente reagente;

f_2 è la freccia calcolata considerando la sezione parzializzata;

β_1 è un coefficiente adimensionale che tiene conto della qualità dell'aderenza delle barre, da assumersi pari a 0,5;

β_2 è un coefficiente adimensionale che tiene conto della durata dei carichi (1 per carichi di breve durata e 0,5 per carichi di lunga durata o ciclici);

M_{max} è il momento massimo che agisce sulla sezione analizzata;

M_{cr} è il momento di prima fessurazione per la sezione analizzata;

m è un coefficiente da assumersi pari a 2.

Nella (9.15) i coefficienti β_1 e m derivano da calibrazioni su prove sperimentali eseguite su travi armate con barre in acciaio. Detti valori sono stati ricalibrati sulla base dei risultati sperimentali disponibili su elementi inflessi in calcestruzzo armato con barre non metalliche. La calibrazione è stata effettuata successivamente alla definizione di un database riguardante prove su travi o solette rinforzate con barre in GRFP e CFRP. In totale sono state raccolte 140 prove sperimentali, comprendenti barre pultruse con diverse tipologie di finitura superficiale (Fig. 9.6), raggruppate in quattro macrocategorie: sand coated; sand coated e helically winding; deformed; Helically

wrapped, Ribbed, Spiral ribbing, Helically grooved. Per ciascuna di dette macrocategorie sono stati calibrati i coefficienti m e β_1 della (9.15) (Tabella 9.2).



Figura 9.6: Tipologie di finitura superficiale di barre in FRP.

Dopo aver calibrato i coefficienti per tutte le macrocategorie, sono stati realizzati grafici di correlazione tra la freccia misurata sperimentalmente e la freccia teorica. È stato, quindi, calcolato il coefficiente R^2 per valutare l'affidabilità del modello (Tabella 9.2), come segue:

$$R^2 = 1 - \frac{RSS}{TSS} \quad RSS = \sum (f_{exp} - f_{teorica})^2 \quad TSS = \sum (f_{exp} - f_{media})^2 \quad (9.16)$$

Tabella 9.2: Coefficienti calibrati.

Tipologia barra	m	B_1	R^2
Sand coated	1,53	0,73	0,92
Sand coated and helically winding	1,77	1,15	0,97
Deformed	1,72	1,38	0,98
Helically wrapped, Ribbed, Spiral ribbing, Helically grooved	1,97	0,70	0,84

9.6 IMPIEGO DI MATERIALI FRP COME RINFORZO ESTERNO DI STRUTTURE IN C.A. E MURATURA

Nell'ambito delle attività del *WP14* - Contributi normativi relativi a Materiali Innovativi per Interventi su Costruzioni Esistenti del Progetto ReLUIS-DPC 2019-2021, gli studi condotti da diverse unità di ricerca sull'utilizzo di materiali compositi fibro-rinforzati a matrice polimerica (FRP- Fiber Reinforced Polymers) come rinforzo esterno di elementi in c.a. e muratura (sistemi EBR, *Externally Bonded Reinforcement*) sono stati indirizzati alla possibile revisione/integrazione delle Istruzioni CNR DT 200 – R1/201 [24], grazie all'incremento della numerosità dei risultati sperimentali disponibili, alcuni dei quali ottenuti da prove sperimentali svolte nell'ambito di precedenti progetti Reluis [25], altri reperibili in letteratura. In particolare, è stato approfondito il tema delle verifiche per distacco dal supporto di estremità sia per elementi in c.a. sia per elementi in muratura. Nel caso delle strutture in c.a. lo studio è stato indirizzato alla possibilità di estendere le formule di progetto presenti in [24] ad altre tipologie di sistemi di rinforzo, quali i sistemi SRP (Steel Reinforced Polymers); nel caso della muratura l'attenzione è stata focalizzata sulla differenziazione del coefficiente di progetto k_G in funzione della tipologia di supporto murario. Nel presente capitolo si riportano sinteticamente i risultati delle nuove calibrazioni sviluppate per il coefficiente k_G per elementi in calcestruzzo e muratura, e che verranno incluse nella

revisione, attualmente in corso, del citato DT [24]. Maggiori dettagli sul tema sono riportati in [26, 27].

9.6.1 La verifica per distacco di estremità in elementi in c.a. rinforzati esternamente con materiali FRP

Alla luce dei numerosi dati sperimentali disponibili nella bibliografia nazionale ed internazionale con riferimento a prove di aderenza di diversi sistemi di rinforzo FRP applicati su substrati in calcestruzzo, si è proceduto ad una nuova calibrazione del coefficiente k_G per il calcolo della massima forza applicabile al rinforzo FRP in caso di distacco di estremità, espressa come segue:

$$F_{max} = k_b \cdot b_f \sqrt{2E_f t_f \Gamma_F} \quad (9.17)$$

dove

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1$$

$$\Gamma_F = \frac{k_G \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{4 FC} \cdot s_u$$

La calibrazione dei valori medi e caratteristici del coefficiente k_G è stata eseguita in accordo con l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (*Design assisted by testing*). Il database sperimentale è costituito da 280 prove di aderenza relative a compositi impregnati *in situ* (tessuti composti da fibre di vetro e di carbonio e da microrefoli in acciaio) e 100 prove di aderenza relative a compositi preformati (lamine in fibre di carbonio). Le caratteristiche principali delle prove esaminate sono riportate nel documento esplicativo [26]. Sulla base della procedura di calibrazione, condotta separatamente per compositi preformati e per compositi impregnati *in situ*, si sono proposti i seguenti valori del coefficiente k_G per l'aggiornamento del DT 200 [24]:

- per i compositi preformati: valore medio $k_{Gm} = 0,80$, valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0,35$.
- per compositi impregnati *in situ*: valore medio $k_{Gm} = 1,25$, valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0,60$.

In Figura 9.7, i valori sperimentali della forza di distacco desunti dall'ampio *database* di prove di aderenza utilizzate per la calibrazione del coefficiente k_G e distinti per compositi preformati ed impregnati *in situ*, sono confrontati con i valori medi e caratteristici della forza di distacco, ottenuti dalla (9.17) assumendo $FC = 1$ e per lo scorrimento ultimo del legame di interfaccia $s_u = 0,25$ mm.

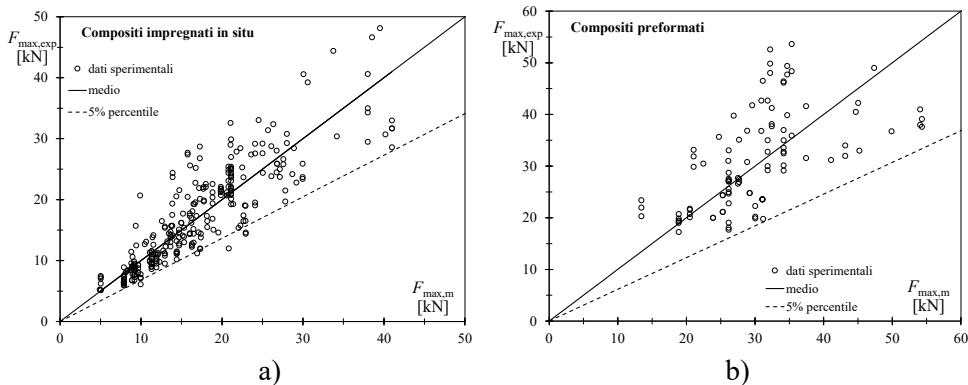


Figura 9.7: Confronto tra valori medi e caratteristici della forza di distacco (Eq. 9.17) con dati sperimentali relativi a supporto in calcestruzzo: (a) compositi impregnati *in situ*, (b) compositi preformati.

Nell'ambito della ricalibrazione del coefficiente k_G , si è proceduto anche ad una rivalutazione della formula per il calcolo della lunghezza ottimale di ancoraggio, per la quale si è proposto quanto segue:

$$\ell_{ed} = \max \left\{ 100\text{mm}; \gamma_{Rd} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f \cdot s_u}{f_{bm}}} \right\} \quad (9.18)$$

$$f_{bm} = \frac{k_{Gm} \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}{2 \cdot FC}$$

essendo $\gamma_{Rd} = 1,20$ un fattore parziale di modello necessario per ottenere il valore di progetto della lunghezza ottimale di ancoraggio.

9.6.2 La verifica per distacco di estremità in elementi in muratura rinforzati esternamente con materiali FRP

Come per i supporti in calcestruzzo, alla luce dei numerosi dati sperimentali disponibili nella bibliografia nazionale ed internazionale con riferimento a prove di aderenza di sistemi di rinforzo FRP impregnati *in situ* applicati su diversi substrati in muratura (laterizi e blocchi in pietra naturale), si è proceduto ad una nuova calibrazione del coefficiente k_G , distinguendo il coefficiente in funzione della tipologia muraria. In particolare, per le murature in pietra naturale, la numerosità dei risultati sperimentali disponibili ha permesso di effettuare calibrazioni distinte per tre tipologie: tufo campano, calcarenite siciliana, pietra leccese. Le caratteristiche principali delle prove esaminate sono riportate nel documento esplicativo [27].

Sulla base della procedura di calibrazione, condotta separatamente per 4 tipologie di supporti murari, sono stati proposti i valori del coefficiente k_G e dello scorrimento ultimo, s_u , da utilizzarsi nella formula (9.17) applicata a supporti murari, per l'aggiornamento del DT 200 [24], e riportati di seguito:

- per mattoni in laterizio: valore medio $k_{Gm} = 0,40$, valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0,15$, $s_u = 0,40$ mm;
- per blocchi di tufo campano, valore medio $k_{Gm} = 1,30$, valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0,60$, $s_u = 0,40$ mm;
- per blocchi di pietra leccese, valore medio $k_{Gm} = 0,24$, valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0,12$, $s_u = 0,30$ mm.
- per blocchi di calcarenite siciliana, valore medio $k_{Gm} = 0,73$, valore caratteristico (frattile al 5%) $k_{Gk} = 0,38$, $s_u = 0,30$ mm.

A titolo di esempio, in Figura 9.8, i valori sperimentali della forza di distacco per mattoni in laterizio sono confrontati con i valori medi e caratteristici della forza di distacco, ottenuti dalla (9.17) assumendo $FC=1$.

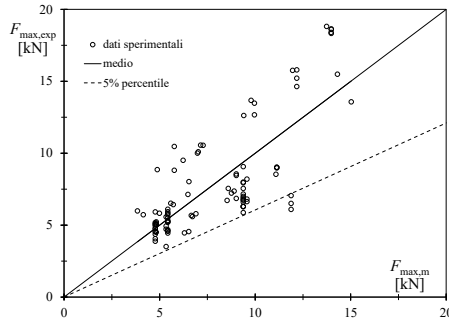


Figura 9.8: Confronto tra valori medi e caratteristici della forza di distacco (Eq. 9.17) con dati sperimentali relativi a supporto in laterizi.

Nell'ambito della ricalibrazione del coefficiente k_G , si è proceduto anche ad una rivalutazione della formula per il calcolo della lunghezza ottimale di ancoraggio, per la quale si è proposto quanto segue:

$$\ell_{ed} = \max \left\{ 150\text{mm}; \gamma_{Rd} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f \cdot s_u}{f_{bm}}} \right\} \quad (9.19)$$

$$f_{bm} = \frac{k_{Gm} \sqrt{f_{bcm} f_{btm}}}{FC}$$

essendo $\gamma_{Rd}=1,20$ un fattore parziale di modello necessario per ottenere il valore di progetto della lunghezza ottimale di ancoraggio.

9.7 RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano le Unità di Ricerca e i relativi Responsabili Scientifici riportati nella Tab. 9.1, che hanno svolto le attività di ricerca del WP14 del Progetto DPC-ReLUIS 2022-24. Un particolare ringraziamento va poi ai coordinatori dei Task, Antonio Bilotta, Stefano De Santis, Luca Facconi, Francesco Focacci, Tommaso D'Antino, per il rilevante contributo da loro dato sia nel coordinamento delle attività di ricerca svolte nell'ambito del WP14 sia nella redazione dei relativi paragrafi del presente capitolo. Si ringrazia, inoltre, Francesca Ceroni, coordinatrice del Task 1 del

WP14 del Progetto DPC-ReLUIs 2019-2021, per il significativo contributo fornito alla redazione del paragrafo 9.6.

9.8 BIBLIOGRAFIA

- [1] MIT 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». Supplemento ordinario n. 8 alla GAZZETTA UFFICIALE del 20-2-2018, pp. 1–367.
- [2] CSLLPP 2019, Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione dei sistemi a rete preformata in materiali compositi fibrorinforzati a matrice polimerica da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti con la tecnica dell’intonaco armato CRM (Composite Reinforced Mortar), pp. 38.
- [3] Reluis WP14, Proposte di aggiornamento della “Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione dei sistemi a rete preformata in materiali compositi fibrorinforzati a matrice polimerica da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti con la tecnica dell’intonaco armato CRM (Composite Reinforced Mortar)”, 2024.
- [4] UNI EN ISO 9142:2004. “Adesivi - Guida alla selezione di condizioni normalizzate di laboratorio per prove di invecchiamento di giunti incollati”, 2004.
- [5] Micelli, F., Aiello, M.A. (2019). Residual tensile strength of dry and impregnated reinforcement fibres after exposure to alkaline environments, *Composites Part B: Engineering*, 159, pp. 490-501.
- [6] Micelli, F., Rizzo, V., Bonati, A., Aiello, M.A. (2022). Mechanical Behaviour of Glass Fibers FRCM and CRM Systems after Ageing in Alkaline Environments, *Key Engineering Materials*, 916, pp. 58-65.
- [7] Mrduljaš B., Baričević A., Pucić I., Carević I., and Didulica K. (2023). Alkali resistance of selected waste fibres to model cement environment, *Case Studies in Construction Materials*, 19, no. e02411.
- [8] CSLLPP 2022, Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti, pp. 44.
- [9] CNR 2020, DT 215/2018 - Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica, pp. 85.
- [10] Reluis WP14, Proposte di aggiornamento della “Linea Guida per la identificazione, la qualificazione e il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti”, 2024.
- [11] D’Antino T., Calabrese A.S., Colombi P., and Poggi C. (2023). Experimental and numerical investigation on the tensile behavior of PBO FRCM composites with textile lap splice, *Construction and Building Materials*, 363, no. 129437.
- [12] Bellini A., Tilocca A.R., Frana I., et al. (2020). Environmental durability of FRCM strengthening systems and comparison with dry fabrics, *Brick and Block Masonry - From Historical to Sustainable Masonry*, pp. 370–378.
- [13] Signorini C., Nobili A. (2021). Comparing durability of steel reinforced grout (SRG) and textile reinforced mortar (TRM) for structural retrofitting, *Materials and Structures* 54 (3).
- [14] Canestri M., Ferretti F., Sassoni E., Mazzotti C. (2023). On the behaviour of FRCM fibres in

- saturated alkaline solution. Abingdon: CRC Press/Balkema - Taylor & Francis Group [10.1201/9781003323020-342].
- [15] Reluis WP14 (2024), Task 14.1.1: Materiali compositi a matrice inorganica per interventi su costruzioni esistenti, 2024.
- [16] CSLLPP 2022, Linee guida per la progettazione, messa in opera, controllo e collaudo di elementi strutturali in calcestruzzo Fibrorinforzato con fibre di acciaio o polimeriche, pp. 40.
- [17] Reluis WP14 (2024), Proposta di linea guida per la progettazione degli interventi su strutture esistenti in c.a. e muratura mediante malte o calcestruzzi fibrorinforzati ad elevate prestazioni (HPFRC).
- [18] Facconi L., Lucchini S. S., Minelli F., Plizzari G. A. (2023), Analytical model for the in-plane resistance of masonry walls retrofitted with steel fiber reinforced mortar coating, *Engineering Structures*, 275, 115232.
- [19] Lucchini S. S., Facconi L., Minelli F., Plizzari G. (2021). Cyclic Test on a Full-Scale Unreinforced Masonry Building Repaired with Steel Fiber-Reinforced Mortar Coating. *Journal of Structural Engineering*, vol. 147, p. 1-18.
- [20] EN 1996-1-1:2013, Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. European Committee for Standardization, 2013.
- [21] fib Bulletin 65, Model Code 2010, Final Complete Draft. International Federation for Structural Concrete (fib), 2012.
- [22] CNR 2007, DT 203/2006 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Armato con barre di Materiale Composito Fibrorinforzato.
- [23] Reluis WP14, Task 14.2: Impiego di armature non metalliche nelle strutture in c.a., 2024.
- [24] CNR 2013, DT 200-R1/2014 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.
- [25] Ceroni F., Leone M., Rizzo V., Bellini A., Mazzotti C. (2017). Influence of mortar joints on the behaviour of FRP materials bonded to different masonry substrates, *Engineering Structures*, 153: 550–568.
- [26] Progetto Reluis 2019-21, WP 14, Task 14.1 - Contributi normativi relativi a Materiali Innovativi per Interventi su Costruzioni Esistenti: Aggiornamento della calibrazione delle formule di progetto per la delaminazione di estremità in elementi in calcestruzzo rinforzati con materiali FRP.
- [27] Progetto Reluis 2019-21, WP 14, Task 14.1 - Contributi normativi relativi a Materiali Innovativi per Interventi su Costruzioni Esistenti: Aggiornamento della calibrazione delle formule di progetto per la delaminazione di estremità in elementi in muratura rinforzati con materiali FRP.

APPENDICE:
ELENCO ULTERIORI PRODOTTI DELLA RICERCA

Capitolo 2 – Costruzioni in cemento armato

- A2.01 L'analisi statica non lineare per edifici esistenti: utilizzo di metodologie classiche e avanzate in accordo con le NTC2018.
Ricci, P., Cantagallo, C., Barbagallo, F., Di Domenico, M., Terrenzi, M., Marino, E.M., Verderame, G., Camata, G., Spacone, E.

Capitolo 3 – Costruzioni in acciaio

- A3.01 Linee Guida sulla progettazione sismica di edifici con ossatura leggera in profili sottili di acciaio formati a freddo.
Landolfo, R., Fiorino, L., D'Aniello, M.
- A3.02 Linee guida sulla progettazione sismica di edifici con ossatura leggera in profili sottili di acciaio formati a freddo: sistemi di piano
Baldassino, N., Gadotti, F., Zandonini, R., Zordan, M.
- A3.03 Linee Guida prenormative per la valutazione della sovra-resistenza degli elementi link nei controventi eccentrici
Piluso, V., Mazzolani, F.M., Montuori, R., Nastri, E., Pisapia, A., Todisco, P., Marrazzo, P.R., Maglio, M.
- A3.04 Linee Guida per la progettazione di interventi di rinforzo e adeguamento sismico di edifici in c.a. con acciaio da carpenteria
Pecce, M.R., Delcogliano, B., Ciampa, E.
- A3.05 Seismic Design Guidelines of Steel Buckling Restrained Frames
Landolfo, R., D'Aniello, M., Fiorino, L.
- A3.06 Progressive collapse behavior of building structures under column removal scenarios including the effect of catenary action on beam-to-column connections
Mandara, A., Ferraioli, M., Lavino, A., Pecorari O.
- A3.07 Valutazione dell'influenza dei giunti trave-colonna e colonna-fondazione sulla risposta sismica globale di edifici in acciaio
De Matteis, G., Brando, G., Venneri, G.A., Zizi, M., Bencivenga, P.
- A3.08 Fattore di comportamento per telai controventati soggetti a sequenze sismiche.
Bedon, C., Fasan, M., Bomben, L.

- A3.09 Analisi critica delle procedure di verifica convenzionali per ponti nuovi a sezione composta acciaio-calcestruzzo applicate ai ponti esistenti.
Gara, F., Carbonari, S., Ragni, L., Nicoletti, V., Arezzo, D., Martini, R., Amico, L., Brunetti, A.

Capitolo 4 – Costruzioni in legno

- A4.01 Valutazione del fattore di comportamento strutturale per strutture a telaio leggero in legno tramite analisi non lineari incrementali dinamiche.
Mazelli, A., Morassi, A.
- A4.02 Esempio di calcolo di un edificio a pannelli di compensato di tavole in zona sismica: progettazione in bassa, media e alta duttilità.
Cenci, G., Follesa, M., Rinaldi, V., Casagrande, D., Fragiaco, M.
- A4.03 Riduzione della vulnerabilità sismica di edifici tradizionali tramite interventi sui diaframmi lignei di piano e sulla copertura.
Rizzi, E., Gelmetti, S., Lanzingher, A., Piazza, M., Giongo, I.
- A4.04 Strutture sismoresistenti in legno a telaio pesante con link dissipativi.
Iovane, G., Faggiano, B.

Capitolo 5 – Costruzioni in muratura

- A5.01 Influenza della componente verticale sulla sicurezza sismica delle strutture in muratura. Sintesi e considerazioni prenormative
Sorrentino, L., AlShawa, O., Camata, G., Degli Abbatì, S., Di Primio, A., Graziotti, F., Kallioras, S., Lagomarsino, S., Liberatore, D., Magenes, G., Sepe, V.

Capitolo 8 – Elementi non strutturali

- A8.01 Report finale di Work Package
Occhiuzzi, A., Coppola, O., eds.

Capitolo 9 – Materiali strutturali innovativi per la sostenibilità delle costruzioni

- A9.01 Proposte di aggiornamento della “Linea Guida per la identificazione, la qualificazione e il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti”.
Bellini, A., D’Antino, T., de Felice, G., De Santis, S., Lignola, G.P., Mazzotti, C., Micelli, F., Poggi, C.

- A9.02 Task 14.1.1: Materiali compositi a matrice inorganica per interventi su costruzioni esistenti.
Colombo, M., Canestri, M., di Prisco, M., D'Antino, T., Ferretti, F., Focacci, F., Mazzotti, C., Rampini, M.
- A9.03 Proposte di aggiornamento della “Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione dei sistemi a rete preformata in materiali compositi fibrorinforzati a matrice polimerica da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti con la tecnica dell’intonaco armato CRM (Composite Reinforced Mortar)”.
Aiello, M.A., de Felice, G., De Santis, S., Micelli, F.,
- A9.04 Proposta di linea guida per la progettazione degli interventi su strutture esistenti in c.a. e muratura mediante malte o calcestruzzi fibrorinforzati ad elevate prestazioni (HPFRC).
Coccia, S., Facconi, L., Lucchini, S., Minelli, F., Plizzari, G., Rinaldi, Z.
- A9.05 Task 14.2: Impiego di armature non metalliche nelle strutture in c.a.
Baroni, T., Bertolli, V., Bilotta, A., De Felice, G., D'Antino, T., Della Vecchia, M.M., de Santis, S., Ferretti, F., Focacci, F., Mazzotti, C., Meriggi P., Napoli, A., Nerilli, F., Realfonzo, R., Vairo, G.
- A9.06 Progetto Reluis 2019-21, WP 14, Task 14.1 - Contributi normativi relativi a Materiali Innovativi per Interventi su Costruzioni Esistenti: Aggiornamento della calibrazione delle formule di progetto per la delaminazione di estremità in elementi in calcestruzzo rinforzati con materiali FRP.
Bellini, A., Ceroni, F., de Felice, G., De Santis, S., D'Antino, T., Lignola, G.P., Mazzotti, C., Micelli, F., Poggi, C.
- A9.07 Progetto Reluis 2019-21, WP 14, Task 14.1 - Contributi normativi relativi a Materiali Innovativi per Interventi su Costruzioni Esistenti: Aggiornamento della calibrazione delle formule di progetto per la delaminazione di estremità in elementi in muratura rinforzati con materiali FRP.
Bellini, A., Ceroni, F., de Felice, G., De Santis, S., D'Antino, T., Lignola, G.P., Mazzotti, C., Micelli, F., Poggi, C.

Per accedere alla versione digitale degli allegati elencati in precedenza, è possibile inquadrare il QR code riportato di seguito:



Finito di stampare nel mese di luglio 2025 per conto di DoppiaVoce
presso Officine Grafiche Francesco Giannini & Figli S.p.A. – Napoli