

a cura di
S. Cattari
G. Magenes



Uso dei software di calcolo nella verifica sismica degli edifici in muratura

v3.0

a cura di
Serena Cattari
Guido Magenes

Uso dei software di calcolo nella verifica sismica degli edifici in muratura

ISBN 979-12-80212-23-8



Uso dei software di calcolo nella verifica sismica degli edifici in muratura

v3.0

Prodotto della ricerca nell'ambito del Task 10.3 – *Validazione/ confronto strumenti software per l'applicazione dei metodi di verifica da norma* del Progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024 (Accordo tra il Dipartimento della Protezione Civile e il Consorzio ReLUIIS, rep. 897 del 01/04/2022)

a cura di
Serena Cattari
Guido Magenes



<https://doi.org/10.57580/RELUIS.WP10SCM>

Prima edizione

ISBN 979-12-80212-23-8

Doppiavoce

Napoli

www.doppiavoce.it

© 2024 ReLUIS

Tutti i diritti riservati.

È vietata ogni riproduzione.

Indice

<i>Prefazione</i>	9
1. Obiettivi, modalità operative adottate e struttura del documento	17
2. Strutture benchmark proposte	24
3. Aspetti critici nella modellazione e uso di codici di calcolo	36
3.1. Modelli per i diversi componenti strutturali dell'edificio	36
3.1.1. Pannelli murari	38
3.1.1.1. Maschi murari	38
3.1.1.2. Fasce murarie	41
3.1.2. Solai	44
3.2. Elaborazione del modello	47
3.2.1. Modellazione della parete muraria	47
3.2.1.1. Aspetti peculiari dei modelli a telaio equivalente	48
3.2.1.2. Aspetti peculiari dei modelli al continuo	50
3.2.2. Modellazione dei solai	51
3.2.3. Modellazione delle connessioni (parete-parete e solaio-parete)	52
3.3. Esecuzione dell'analisi	54
3.4. Fasi di verifica	55
3.4.1. Aspetti peculiari dei modelli FEM al continuo	55
3.4.2. Aspetti peculiari dei modelli a telaio	56
4. Criteri di controllo dell'affidabilità dei risultati	59
5. Analisi delle strutture benchmark	61
5.1. Quadro delle caratteristiche dei software adottati	61
5.2. Modalità di rappresentazione adottate nei confronti ed interpretazione dei risultati	72
5.2.1. Parametri utilizzati nei confronti	73
5.3. Struttura benchmark n. 1 – Singolo pannello	88
5.3.1. Struttura benchmark n. 1a – Pannello in muratura di pietra	89
5.3.2. Struttura benchmark n. 1b – Pannello in muratura di mattoni	92
5.4. Struttura benchmark n. 2 – Trilite	96
5.5. Struttura benchmark n. 3 – Parete 2D multipiano	103
5.5.1. Confronto delle masse totali e dello sforzo normale agente nei maschi siti al piano terra a seguito dell'applicazione dei carichi gravitazionali	107
5.5.2. Confronto delle curve <i>pushover</i> globali e delle relative bilineari equivalenti	109
5.5.3. Variazione percentuale delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente	112
5.5.4. Confronto della variazione dello sforzo normale nei maschi siti al piano terra	113

5.5.5. Confronto della modalità di rottura predetta dai software in corrispondenza dello spostamento ultimo per i maschi e le fasce ai vari livelli	115
5.5.6. Confronto delle curve taglio-spostamento dei maschi siti al piano terra	124
5.6. Struttura benchmark n. 4 – Edificio monocellula bipiano	126
5.6.1. Confronto delle masse totali e variazione percentuale dello sforzo normale agente nei maschi del piano terra a seguito dell'applicazione dei carichi gravitazionali	131
5.6.2. Confronto delle curve <i>pushover</i> globali	135
5.6.3. Variazione percentuale delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente	137
5.6.4. Confronto della variazione dello sforzo normale nei maschi siti al piano terra della parete di Tipo A	140
5.6.5. Confronto della modalità di rottura predetta dai software in corrispondenza dello spostamento ultimo per i maschi e le fasce ai vari livelli	145
5.7. Struttura benchmark n. 5 – Edificio complesso	148
5.7.1. Confronto delle masse totali	150
5.7.2. Confronto dei parametri dinamici stimati dall'analisi modale	153
5.7.3. Confronto delle curve <i>pushover</i> globali	162
5.7.4. Variazione percentuale delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente	166
5.7.5. Confronto della modalità di rottura predetta dai software	171
5.7.6. Calcolo dell'accelerazione massima compatibile con vari stati limite	191
5.8. Struttura benchmark n. 6 – Edificio complesso	201
5.8.1. Confronto delle masse totali	203
5.8.2. Confronto dei parametri dinamici stimati dall'analisi modale	205
5.8.3. Confronto delle curve <i>pushover</i> globali	211
5.8.4. Variazione percentuale delle grandezze che definiscono la curva bilineare equivalente	217
5.8.5. Confronto della modalità di rottura predetta dai software	219
Riferimenti bibliografici utili per approfondimenti sulle strutture benchmark esaminate contenute nello special issue <i>URM nonlinear modelling – Benchmark project</i>	225
Riferimenti dei software di calcolo impiegati nella ricerca per la versione v1.0 del documento	226
Riferimenti dei software di calcolo impiegati per l'analisi della struttura benchmark n. 6 (Aggiornamento v3.0 del documento)	228
Riferimenti dei software di calcolo impiegati per l'analisi della struttura benchmark n. 7 (Aggiornamento Scheda di Approfondimento A e Scheda di Approfondimento J – Aggiornamento v3.0 del documento)	229
Ulteriore bibliografia del gruppo di lavoro	230
Allegato I – Schede delle strutture benchmark	235
Allegato II – Schede di approfondimento	302

Gruppo di lavoro della versione V3.0

Per l'esecuzione delle analisi e la redazione dei capitoli:

- **UniGE (Università di Genova)**
Responsabile Scientifico e Coordinatore dell'attività: Prof. S. Cattari
Collaboratori: S. Degli Abbati, F. Parisse
- **UniPV (Università di Pavia)**
Responsabile Scientifico e Coordinatore del WP10: Prof. G. Magenes
Collaboratori: C.F. Manzini (affiliazione: Fondazione EUCENTRE),
P. Morandi (affiliazione: Fondazione EUCENTRE)
- **UniCH (Università di Chieti-Pescara)**
Responsabile Scientifico: Prof. G. Camata
Collaboratori: M. Petracca, A. Di Primio
- **UniCT-a (Università di Catania)**
Responsabile Scientifico: Prof. I. Calì
Collaboratori: F. Canizzaro, G. Occhipinti
- **UniNA-c (Università Federico II di Napoli)**
Responsabile Scientifico: Prof. F. Parisi
Collaboratori: V. Buonocunto, E. Acconcia
- **UniNA-d (Università Federico II di Napoli)**
Responsabile Scientifico: Prof. G. Brandonisio,
Collaboratori: Prof. B. Calderoni, G. Camarda
- **UniBO (Università di Bologna)**
Responsabile Scientifico: Prof. S. de Miranda
Collaboratori: G. Castellazzi, A.M. D'Altri
- **POLIMI (Politecnico di Milano)**
Responsabile Scientifico: Prof. G. Milani
Collaboratori: L.C. Silva

Hanno inoltre fornito un contributo di supporto all'interpretazione dei risultati relativi alle integrazioni apportate grazie alle ricerche svolte nel biennio dell'accordo ReLUIS-DPC 2022-2024 anche il Prof. P.B. Lourenço e il Dr. R. Marques (Universidade do Minho, Escola de Engenharia, Guimaraes, Portogallo).

Si ricorda che del gruppo di lavoro che aveva redatto la versione V1.0 del documento pubblicata online nel Novembre 2020 avevano anche fatto parte:

- per UNIGE (Università di Genova) – D. Ottonelli;
- per UNICH (Università di Chieti – Pescara) Prof. E. Spacone, C. Marano, F. Candelori;
- per UNICT-a (Università di Catania) – B. Pantò;
- per UNINA-d (Università Federico II di Napoli) A.E. Cordasco;
- IUAV (Università di Venezia) – Prof. A. Saetta (Responsabile Scientifico), L. Berto, A. Doria, D. Talledo.

Avvertenza sull'uso dei risultati di questo volume

I risultati discussi nel presente documento si basano sull'utilizzo di *software* commerciali.

Il documento non intende in alcun modo esprimere un giudizio di merito sulla qualità/affidabilità dei *software* specifici impiegati né tantomeno vuole sostituirsi ai relativi produttori/distributori, che restano gli unici responsabili di riferimento nel fornirne l'opportuna documentazione.

La scelta dei *software* impiegati riflette gli strumenti a disposizione delle Unità di Ricerca del Gruppo di Lavoro coinvolte nella ricerca e al contempo vuole essere realistica rispetto agli strumenti impiegati nella pratica professionale. L'elenco dei *software* impiegati non deve quindi essere ritenuto esaustivo; nel corso della ricerca esso è stato progressivamente ampliato, quando possibile. Al riguardo è opportuno inoltre precisare che gli stessi *software* sono oggetto di continua evoluzione ed aggiornamento da parte dei rispettivi sviluppatori, pertanto i risultati ottenuti riflettono le potenzialità degli stessi con riferimento alle versioni impiegate e non possono essere escluse variazioni nei risultati ottenibili a seguito di loro successivi sviluppi.

Obiettivo specifico del documento è quello di fornire esempi che possano essere anche riprodotti da terzi sulla base degli strumenti di modellazione a loro disposizione. Le modalità applicative dello specifico software ai fini della verifica di casi reali restano ovviamente di esclusiva responsabilità del lettore-analista, pertanto ReLUIS e gli autori del presente volume declinano qualsiasi responsabilità rispetto a come i suoi contenuti siano utilizzati, precisando peraltro che gli stessi riflettono le conoscenze allo stato dell'arte al momento della pubblicazione.

Poiché gli strumenti di calcolo sono in continua evoluzione, gli esempi introdotti nelle versioni successive del documento (la presente versione è la 3.0) sono stati sviluppati tenendo conto di aggiornamenti normativi e versioni aggiornate dei *software*. Si è evitato tuttavia l'aggiornamento completo, da una versione all'altra, di tutti i casi studio già sviluppati, dal momento che l'obiettivo finale è quello di sensibilizzare il lettore al tema e confrontare i risultati ottenuti a parità di ipotesi di modellazione e non eseguire verifiche di sicurezza secondo gli strumenti vigenti.

Prefazione

Come è stato più volte confermato dai terremoti che negli ultimi decenni hanno colpito il territorio italiano, e come è ben noto a chi si occupa di questi temi, il rischio sismico in Italia è condizionato in larga misura dall'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio in muratura. Per la sua riduzione è perciò necessario intervenire sugli edifici con struttura in muratura, attraverso progetti ben calibrati, che scaturiscano da una completa comprensione del loro complesso comportamento sotto azioni sismiche e ne tengano correttamente ed esaustivamente conto mediante adeguate valutazioni numeriche.

Oggi, infatti, una buona progettazione antisismica non può prescindere da una corretta valutazione della sicurezza, che a sua volta richiede una attenta modellazione dell'edificio soggetto al terremoto ed una adeguata capacità di analisi in campo non lineare. D'altra parte, le potenzialità di calcolo attualmente a disposizione del progettista portano spesso all'adozione di modelli complessi che, fornendo una riproduzione geometricamente molto accurata delle strutture murarie, possono dare l'illusione che anche i risultati, dipendenti in realtà da alcuni aspetti peculiari e di dettaglio della modellazione meccanica, riproducano accuratamente i variegati comportamenti delle strutture murarie. Spesso inoltre i programmi di calcolo specialistici propongono delle modalità di modellazione predefinite, che possono portare il progettista a non valutare attentamente se le ipotesi su cui queste si basano siano in grado di riprodurre con la necessaria fedeltà i comportamenti dello specifico edificio in esame, stante la grande varietà delle tipologie di edifici, di murature, di orizzontamenti e di coperture che caratterizza il patrimonio edilizio italiano. D'altra parte, la tendenza a rendere sempre più facile e rapido l'utilizzo dei programmi di calcolo specialistici porta il progettista ancor più a ignorare le scelte di base fatte dall'autore del programma, favorendone il possibile, ma purtroppo frequente, uso improprio. Per questo è particolarmente importante che il progettista, sia che usi programmi agli elementi finiti di tipo generale, sia che usi programmi specialistici che modellano direttamente gli elementi strutturali degli edifici in muratura, possa fare le scelte più adeguate o almeno essere cosciente delle ipotesi di modellazione automaticamente adottate dal programma, eventualmente impiegando le opzioni disponibili che ne ottimizzino l'uso per la modellazione del problema in esame.

Il Dipartimento della Protezione Civile, nell'ambito delle sue attività di prevenzione, fin dal 2004 promuove e supporta finanziariamente studi teorici, numerici e sperimentali di laboratorio sul rischio sismico e sulla sua riduzione. Tra essi, in tale ottica, quelli relativi al comportamento e alla modellazione degli edifici in muratura.

Queste linee guida sono il frutto del lungo processo di crescita della conoscenza e di accumulo di esperienze avvenuto in Italia e, particolarmente, nell'ambito del Consorzio ReLUIIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica e strutturale), Centro di competenza del Dipartimento della Protezione Civile. Esse hanno il pregio di accompagnare il lettore nella comprensione teorica del comportamento e della modellazione degli elementi e dei sottoinsiemi strutturali, fino all'intera struttura, fornendo al contempo una serie di esempi benchmark che consentono una verifica concreta dei concetti espressi nelle parti teoriche e un confronto dei riflessi delle possibili diverse scelte di modellazione sui risultati ottenibili con i diversi programmi di calcolo. La qualità dei contenuti è garantita dall'indiscussa competenza degli autori, derivante dalle specifiche attività di ricerca teorica e sperimentale sul comportamento sismico degli edifici in muratura da loro effettuate, in particolare negli ultimi due decenni.

Mauro Dolce

Presidente del Consorzio interuniversitario ReLUIIS

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni – Università di Napoli Federico II

Aggiornamento della versione 3.0 del documento

Nel 2021, al termine del biennio dell'accordo quadro ReLUIs – DPC 2019-2021, era stata ultimata, dal gruppo di lavoro che aveva redatto la **versione V1.0 (2020)**, una **versione interna V2.0** del documento che proponeva:

- *Un nuovo caso studio (struttura benchmark n° 6)*, rappresentativo di un edificio complesso in muratura la cui geometria è ispirata al Municipio di Pizzoli (AQ). L'edificio selezionato aveva subito un danneggiamento lieve-moderato a seguito degli eventi sismici che hanno interessato il Centro Italia nel 2016/2017 e risulta ancora oggi monitorato in modo permanente dall'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS) del Dipartimento di Protezione Civile. La struttura benchmark n° 6 appare complementare rispetto alle altre già proposte poiché:
 - consente l'analisi di un secondo caso studio complesso rappresentativo di un edificio reale in muratura, caratterizzato da una configurazione architettonica diversa da quella della struttura benchmark n° 5 (edificio complesso ispirato alla scuola "P.Capuzi" di Visso, MC);
 - la disponibilità dei dati di identificazione dinamica messi a disposizione dall'OSS offre l'opportunità di effettuare alcune considerazioni preliminari riguardo l'affidabilità dei modelli in campo elastico.

Le analisi eseguite sulla struttura benchmark n° 6 (presentate al §5.8 del presente documento **V3.0**) sono state svolte con un sottoinsieme dei software usati nella versione 1.0 del documento e usando come riferimento le Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 (NTC 2018). Analogamente alle altre strutture benchmark, tutti i dati di input condivisi tra le Unità di Ricerca (UR) e necessari ai fini di una riproducibilità dell'esempio da parte di terzi sono stati raccolti in una apposita scheda (Scheda benchmark 6) riportata in Allegato I.

Nel 2022 è stato inoltre pubblicato uno *Special Issue* (SI - numero speciale) sulla rivista scientifica "Bulletin of Earthquake Engineering" di SPRINGER dal titolo "*URM nonlinear modelling - Benchmark project*" (<https://link.springer.com/journal/10518/volumes-and-issues/20-4>).

Tale SI costituisce una utile integrazione della versione 1.0 del documento, costituendone complementare background scientifico. Esso si compone dei seguenti articoli, la maggior parte dei quali è *Open Access* (regolati da una licenza in-

ternazionale “Creative Commons Attribution 4.0”), quindi liberamente accessibili a terzi:

- Dolce, M., Lagomarsino, S., Varum, H. (2022) Preface to special issue on numerical modelling of URM buildings: benchmark project. *Bull Earthquake Eng*, Volumen 20, Issue 4, 1897-1900, <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01344-9>
- Cattari, S., Magenes, G. (2022) Benchmarking the software packages to model and assess the seismic response of unreinforced masonry existing buildings through nonlinear static analyses. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>
- Cattari, S., Calderoni, B., Calì, I., Camata, G., de Miranda, S., Magenes, G., Milani, G., Saetta, A. (2022) Nonlinear modeling of the seismic response of masonry structures: critical review and open issues towards engineering practice. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01263-1>
- D’Altri, A.M., Cannizzaro, F., Petracca, M., Talledo, D.A. (2022) Nonlinear modelling of the seismic response of masonry structures: Calibration strategies. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01104-1>
- Manzini, C.F., Ottonelli, D., Degli Abbati, S., Marano, C., Cordasco, E.A. (2022) Modelling the seismic response of a 2-storey URM benchmark case study: comparison among different equivalent frame models. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>
- Cannizzaro, F., Castellazzi, G., Grillanda, N., Pantò, B., Petracca, M. (2022) Modelling the nonlinear static response of a 2-storey URM benchmark case study: comparison among different modelling strategies using two- and three-dimensional elements. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01183-0>
- Ottonelli, D., Manzini, C.F., Marano, C., Cordasco, E.A., Cattari, S. (2022) A comparative study on a complex URM building: part I—sensitivity of the seismic response to different modelling options in the equivalent frame models. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>
- Castellazzi, G., Pantò, B., Occhipinti, G., Talledo, D.A., Berto, L., Camata, G. (2022) A comparative study on a complex URM building: part II—issues on modelling and seismic analysis through continuum and discrete-macroelement models. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01147-4>

- Degli Abbati, S., Morandi, P., Cattari, S., Spacone, E. (2022) On the reliability of the equivalent frame models: the case study of the permanently monitored Pizzoli's town hall. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>
- Occhipinti, G., Calì, I., D'Altri, A.M., Grillanda, N., de Miranda, S., Milani, G., Spacone, E. (2022) Nonlinear finite and discrete element simulations of multi-storey masonry walls. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01233-7>

Tali articoli scientifici contengono spunti ed ulteriori approfondimenti adottando anche come esempi le strutture benchmark proposte in questo documento.

La **versione V3.0** del documento rende disponibile online i risultati della *struttura benchmark n° 6* sviluppati nell'ambito dell'accordo RELUIS-DPC 2019-2021 ed integra ulteriormente gli esempi e le schede di approfondimento grazie al frutto della ricerca svolta dal gruppo di lavoro nell'ambito dell'accordo tra il Dipartimento della Protezione Civile e il Consorzio ReLUIS (rep. 897 del 01/04/2022). In particolare, oltre a contenere le integrazioni della versione V2.0, la **versione V3.0** del documento propone:

- **Un nuovo caso studio (struttura benchmark n° 7)**, rappresentativo di pareti bi-dimensionali multi-piano ispirate a casi di studio reali con disposizione di aperture regolari ed irregolari. Tale struttura benchmark è analizzata nel documento nell'ambito delle **Schede di Approfondimento B e J**.
- **Un aggiornamento della Scheda di approfondimento A – Calibrazione parametri meccanici**. Mentre nella versione v1.0 del documento l'attenzione era limitata alla calibrazione dei parametri necessari a descrivere la risposta dei pannelli in una fase iniziale (rigidezza) fino al raggiungimento della massima resistenza (confronto con criteri di resistenza proposti dalle norme), in questa versione l'approfondimento è stato esteso anche alla valutazione della capacità di spostamento ultimo dei pannelli, in particolare in relazione all'uso di soglie limite di drift consistenti con quelle proposte dalle normative.
- **Un aggiornamento della Scheda di approfondimento B – Identificazione della geometria degli elementi strutturali nei modelli a telaio equivalente**. In particolare, rispetto alla versione V1.0, la scheda si arricchisce di alcune considerazioni relative alla idealizzazione in telaio equivalente di pareti con configurazioni di aperture irregolari, riportando la sintesi dei risultati emersi dall'analisi delle strutture benchmark n°7.
- **Un aggiornamento della Scheda di approfondimento D – Ruolo delle modalità adottate nei modelli a telaio per gestire l'accoppiamento di pareti incidenti (Parte B)**. In particolare, rispetto alla versione V1.0, la scheda

si arricchisce della selezione e analisi di alcuni sistemi flangiati oggetto di sperimentazioni in letteratura, utili quindi a fornire anche un riscontro con la risposta reale osservata.

- **Una nuova Scheda di approfondimento J – Procedure di controllo per valutare l’affidabilità dei risultati di analisi statiche nonlineari ottenute con modelli al continuo o micro-strutturati.** La scheda si propone l’obiettivo di fornire alcuni di strumenti di controllo dei risultati ottenuti da approcci di modellazione al continuo o micro-strutturati che siano di ausilio ai professionisti per una loro interpretazione critica e per supportare l’elaborazione del giudizio motivato di accettabilità dei risultati richiesto anche dalle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018. Tali strumenti si inquadrano specificatamente nell’uso di tali approcci di modellazione per l’esecuzione di analisi statiche nonlineari finalizzate alla verifica sismica secondo principi da normativa.

Correzioni apportate a parti già contenute nella versione V1.0

- *Figura 15 – “Regole proposte in letteratura per definire l’altezza efficace dei maschi murari dipendenti dall’orientamento delle forze sismiche: (a) Augenti (2006) e (b) Moon et al (2006)”*: in Figura 15a è stata corretta la geometria che definisce l’altezza efficace dei maschi murari secondo Augenti (2006) che prima presentava un refuso. Analogamente, si è proceduto alla correzione della stessa figura, presente anche nella Scheda di Approfondimento B - Identificazione della geometria degli elementi strutturali nei modelli a telaio equivalente;
- *Figura 53 – “a) Curve pushover globali ottenute con il SW1 per le configurazioni A, B, C e D delle fasce, nella configurazione geometrica II; b) Curve pushover della parete di Tipo A ottenute con il SW1 per le configurazioni geometriche I e II e per le configurazioni A, B e C delle fasce murarie”*: la didascalia della Figura 53a è stata corretta, come evidenziato in rosso. Nella versione precedente del documento era segnato erroneamente che le curve pushover globali erano relative alla configurazione geometrica I;
- *Scheda di Approfondimento F - Controlli sulla distribuzione dei carichi e delle masse strutturali*: nel calcolo manuale della massa strutturale eseguite sulla struttura benchmark n° 4 – edificio monocellula bipiano (presentata al §F.3 della suddetta scheda di approfondimento) è stato specificato che non si è tenuto convenzionalmente conto del contributo legato alla presenza delle fasce sottofinestra al piano terra.

1 OBIETTIVI, MODALITA' OPERATIVE ADOTTATE E STRUTTURA DEL DOCUMENTO

CONTESTO ED OBIETTIVI

Il presente documento illustra i risultati delle attività svolte in sinergia da varie Unità di Ricerca (UR)¹, esperte di modellazione e analisi della risposta del costruito in muratura, coinvolte nei progetti promossi dal Consorzio Interuniversitario ReLUIs (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) e finanziati dal Dipartimento di Protezione Civile (Accordo Quadro DPC-ReLUIs 2014-2018, 2019-2021, 2022-2024). L'attività di ricerca è stata avviata a partire dal 2014 e ha come oggetto *l'analisi di strutture benchmark per la valutazione dell'affidabilità di codici di calcolo mirati all'analisi sismica delle costruzioni esistenti in muratura*.

La ricerca è motivata dalla consapevolezza delle potenziali ricadute che le valutazioni di sicurezza sismica hanno non solo alla scala dei singoli edifici ma anche a scala territoriale, ad esempio nella pianificazione delle politiche di mitigazione operate dalle amministrazioni. I codici di calcolo (*software*) costituiscono uno strumento fondamentale – ormai necessario nella maggior parte dei casi – per effettuare tali valutazioni. Vari studi in letteratura hanno però messo in evidenza come la dispersione dei risultati ottenibili al variare di diverse strategie di modellazione, analisi eseguite da diversi analisti e/o con diversi *software*, possa essere anche molto significativa (come ad esempio illustrato in Marques e Lourenço 2014, Calderoni et al. 2015, De Falco et al. 2017, Esposito et al. 2019). Questo è conseguenza di molteplici fattori insiti:

¹ **UniGE** (Università di Genova) – Responsabile Scientifico e coordinatore dell'attività del task 10.3: Prof.ssa S. Cattari, Collaboratori: S. Degli Abbatì, D. Ottonelli (fino al 2021), F. Parisse (dal 2022); **UniPV** (Università di Pavia) – Responsabile Scientifico e Coordinatore del WP10 in cui si inquadra l'attività del task 10.3: Prof. G. Magenes, Collaboratori: C.F. Manzini (affiliazione: Fondazione EUCENTRE), P. Morandi (affiliazione: Fondazione EUCENTRE); **UniCH** (Università di Chieti-Pescara) – Responsabile Scientifico: Prof. G. Camata; Collaboratori: Prof. E. Spacone, M. Petracca, C. Marano (fino al 2021), A. Di Primio (dal 2022), ; **UniCT-a** (Università di Catania) – Responsabile Scientifico: Prof. I. Calì; Collaboratori: B. Pantò (fino al 2021), F. Canizzaro, G. Occhipinti; **UniNA-d** (Università di Napoli Federico II fino al 2021) – Responsabile Scientifico: Prof. B. Calderoni; Collaboratori: A.E. Cordasco; **UniNA-b** (Università di Napoli Federico II dal 2022) – Responsabile Scientifico: Prof. G. Brandonisio; Collaboratori: Prof. B. Calderoni, G. Camarda; **UniNA-c** (Università di Napoli Federico II dal 2022) – Responsabile Scientifico: Prof. F. Parisi; Collaboratori: E. Acconcia, V. Buonocunto; **UniBO** (Università di Bologna) – Responsabile Scientifico: Prof. S. de Miranda; Collaboratori: G. Castellazzi, A.M. D'Altri; **IUAV** (Università di Venezia – fino al 2021) – Responsabile Scientifico: Prof.ssa A. Saetta; Collaboratori: L. Berto, A. Doria, D. Talledo; **POLIMI** (Politecnico di Milano – dal 2019) – Responsabile Scientifico: Prof. G. Milani; Collaboratori: L.C. Silva.

- nell'*oggetto della valutazione*, ossia il costruito esistente: ad esempio le fonti di incertezza che intrinsecamente caratterizzano il processo di valutazione di sicurezza degli edifici esistenti, approfondite con tecniche diverse e con un diverso grado di accuratezza, possono portare a diverse scelte nella fase di modellazione e analisi.
- nella *modellazione*, ossia nel processo di idealizzazione della struttura reale nel corrispondente modello di calcolo. Diversi sono gli approcci e i legami costitutivi disponibili che, con diversi gradi di approssimazione, consentono di descrivere il comportamento del costruito in muratura. La scelta tra queste possibilità e il loro coerente uso non possono prescindere anzitutto dalla approfondita **conoscenza** delle modalità di risposta ricorrenti che caratterizzano il costruito in muratura e dai fattori che ne influenzano l'occorrenza. Tale conoscenza è lo strumento imprescindibile per essere consapevoli dei limiti degli strumenti utilizzati nel descrivere l'edificio di volta in volta esaminato.
- nei *metodi di verifica* adottati. Nel caso del costruito in muratura, è molto diffuso non solo in ambito scientifico ma anche nella pratica professionale l'uso di metodi nonlineari che implicano la dipendenza della soluzione da ulteriori fattori, quali ad esempio gli algoritmi di convergenza o di risoluzione del problema nonlineare.
- nell'*utilizzo degli stessi software*. Grazie ai progressi nell'informatica e alla diffusione di programmi di calcolo, anche sviluppati *ad hoc* per le costruzioni in muratura, questi strumenti non sono più appannaggio solo di utenti molto esperti. La relativa semplicità di utilizzo dei software non può ovviamente sostituirsi alla necessaria e approfondita **conoscenza** prima citata ma può dare l'errata illusione di renderla meno indispensabile per conseguire un risultato affidabile.

La sensibilità al tema, ed in particolare all'ultimo aspetto, è crescente anche in ambito normativo, come ad esempio dimostrato dall'introduzione del paragrafo 10.2- *Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo* nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018). In tale paragrafo si precisa come sia responsabilità del progettista "*controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti*". A tal fine è chiarito che "*il progettista dovrà riesaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico*". Infine in merito al *giudizio motivato di accettabilità dei risultati* (§10.2.1 delle NTC2018) è precisato che "*spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità*" (ad esempio attraverso il confronto con i risultati di semplici calcoli).

In tale contesto, obiettivi del presente documento sono:

- Sensibilizzare i professionisti ad un utilizzo più consapevole dei *software* commerciali.

- Fornire un percorso metodologico utile al professionista per verificare la qualità e correttezza delle soluzioni ottenute dai codici di calcolo.

Al fine di conseguire tali obiettivi:

- da un lato, nel documento è proposta una disamina sintetica degli aspetti ritenuti più critici nella modellazione e nell'uso dei *software* (§3);
- dall'altro, sono forniti strumenti operativi, che si traducono in esempi (*strutture benchmark*) analizzati dalle varie UR coinvolte con diversi software commerciali. Le strutture benchmark sono concepite perché riproducibili da terzi (attraverso i dati in input riportati nell'**Allegato I - Schede delle strutture benchmark**) e con crescente complessità. I risultati degli esempi sviluppati possono così costituire un termine di confronto per l'analista che affronti la simulazione delle strutture benchmark proposte. Ad integrazione di tali risultati, ove possibile, sono anche forniti esempi di calcoli manuali che possono supportare il professionista nel delineare percorsi per attribuire il suddetto giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

I risultati presentati non intendono in alcun modo esprimere un giudizio di merito sulla qualità/affidabilità dei *software* specifici impiegati né tantomeno vogliono sostituirsi ai relativi produttori/distributori, che restano gli unici responsabili di riferimento nel fornirne l'opportuna documentazione. I *software* impiegati per l'analisi delle strutture *benchmark* sono elencati al §5.1; la loro scelta riflette gli strumenti a disposizione delle UR coinvolte nella ricerca e al contempo vuole essere realistica rispetto agli strumenti impiegati nella pratica professionale. L'elenco dei *software* impiegati non deve quindi essere ritenuto esaustivo e nel corso della ricerca ancora in corso potrà essere ampliato; al riguardo è opportuno inoltre precisare che gli stessi software sono oggetto di continua evoluzione ed aggiornamento da parte dei sviluppatori, pertanto i risultati ottenuti riflettono le potenzialità degli stessi con riferimento alle versioni impiegate e non possono essere escluse variazioni nei risultati ottenibili a seguito di loro successivi sviluppi. Inoltre, poiché, come già precisato, non è obiettivo della ricerca esprimere un giudizio di merito sulla qualità/affidabilità dei singoli software, i risultati delle analisi eseguite sulle strutture *benchmark* sono presentati al §5 in forma anonima, omettendo l'associazione esplicita del singolo risultato con il software che l'ha prodotto.

Allo stato attuale della ricerca, benché diversi siano i metodi di analisi proposti nei documenti normativi, le valutazioni sono state condotte con riferimento alle sole analisi statiche nonlineari che ad oggi rappresentano l'approccio più frequentemente impiegato nell'ambito delle costruzioni esistenti in muratura.

MODALITA' OPERATIVE ADOTTATE

Come già introdotto, la dispersione ottenibile nei risultati delle valutazioni di sicurezza è in parte frutto delle fonti di incertezza che intrinsecamente caratterizzano il processo di valutazione di sicurezza degli edifici esistenti e che possono portare a diverse assunzioni nella fase di modellazione. In aggiunta a questo, molte scelte sono arbitrarie e non codificate nelle normative: questo fa sì che legittimamente analisti diversi possano operare in maniera diversificata.

Al fine di ridurre le dispersioni conseguenti a scelte arbitrarie e facilitare la fase di interpretazione e confronto dei risultati ottenuti dalle diverse UR, nei risultati presentati in questo documento sono state delineate opportune modalità operative di lavoro, attraverso la condivisione delle assunzioni più rilevanti inerenti non solo i dati geometrici, la distribuzione dei carichi e le proprietà dei materiali ma anche, ad esempio, le dimensioni degli elementi strutturali. In altri termini, per quanto possibile, le valutazioni sono state operate “a parità di ipotesi di modellazione” in relazione ad aspetti e scelte specifiche meglio illustrate al §5.1. I dati di input e le ipotesi di modellazione adottati, concepiti per essere rappresentativi delle informazioni sulla base delle quali usualmente operano i professionisti per la definizione del modello numerico a valle del processo di conoscenza della struttura in esame, sono stati raccolti in Schede di sintesi (riportate nell'[Allegato I- Schede delle strutture benchmark](#)).

Ogni [Scheda](#) contiene, per la corrispondente struttura benchmark, tutti i *dati di input* condivisi tra le UR in modo da garantire la riproducibilità da parte di terzi ed un elenco di *dati di output*. Questi ultimi sono quelli impiegati per sistematizzare il confronto illustrato al §5 e sono quelli che l'analista - che si voglia cimentare nell'analisi di tali esempi - deve acquisire per confrontare la soluzione ottenuta con l'intervallo di riferimento ottenuto dalle UR che hanno partecipato alla ricerca.

I risultati presentati sono stati vagliati attraverso un attento processo di controllo qualificato svolto dalle UR.

Le strutture benchmark e i controlli proposti sono mirati ad investigare esclusivamente la risposta degli elementi murari non armati escludendo – almeno in questa fase - controlli di affidabilità più puntuali su altri elementi strutturali (quali ad esempio cordoli in c.a.).

Oltre alla presentazione del confronto dei risultati ottenuti, sono esemplificati: (i) controlli volti ad evitare errori grossolani, derivanti da un errato inserimento dei parametri del modello nel *software* di calcolo; (ii) calcoli manuali che possano supportare il giudizio motivato di accettabilità dei risultati. Riguardo ai primi (i), sono stati ad esempio condivisi controlli relativi: alla coerenza della massa totale della struttura (facilmente calcolabile manualmente a partire dai dati di input); all'equilibrio tra i pesi totali e la risultante delle reazioni verticali alla base del modello, etc.. Riguardo ai secondi (ii), per diverse strutture benchmark sono stati sviluppati calcoli dell'*upper bound analitico* definito dalla condizione ideale di *Shear Type*.

STRUTTURA DEL DOCUMENTO

Il documento si articola in un corpo del testo generale e in due allegati, contenenti rispettivamente le Schede delle strutture benchmark (**Allegato I**) e otto schede di approfondimento (**Allegato II**). Negli Allegati – ove necessario – si è fatto riferimento al presente documento come “documento generale”.

La parte generale è organizzata nelle seguenti sezioni:

- Sezione 2 - definizione delle strutture benchmark proposte. La selezione delle strutture benchmark è costituita da esempi di crescente complessità, a partire da strutture 2D consistenti in singoli pannelli murari (maschi), in elementi strutturali accoppiati (maschi e fasce) in un trilito e poi in una parete, fino ad arrivare a strutture 3D più complesse.
- Sezione 3 - analisi ed illustrazione degli aspetti critici nella modellazione e uso di codici di calcolo. Obiettivo della sezione è fornire un inquadramento delle diverse possibilità che i diversi *software* offrono e una disamina degli aspetti su cui è utile che il professionista si interroghi nel loro utilizzo, al fine di acquisire una maggiore consapevolezza degli aspetti critici di cui è necessario tenere conto nell'affrontare la modellazione e l'analisi di una struttura in muratura. Questa sezione si articola in tre parti: a) classificazione degli approcci di modellazione (§3.1), a sua volta organizzata in una prima parte generale che poi si particularizza per componenti: pannelli, solai e connessioni; b) aspetti pratici inerenti la fase di elaborazione del modello (§3.2); c) aspetti pratici inerenti le fasi di esecuzione dell'analisi e verifica (§3.3 e §3.4).
- Sezione 4 - criteri di controllo dell'affidabilità dei risultati. La sezione contiene suggerimenti pratici in merito ad alcune delle grandezze da controllare per verificare la correttezza dei dati inseriti (ad esempio controlli sulle masse), la coerenza dei modelli costitutivi implementati (ad esempio sulla evoluzione delle cerniere plastiche) e l'affidabilità dei risultati (ad esempio attraverso il calcolo dell'*upper bound* analitico).
- Sezione 5 - analisi delle strutture benchmark. La sezione fornisce un quadro dei software impiegati e delle loro caratteristiche (§5.1) e chiarisce le modalità di rappresentazione e interpretazione adottate per i confronti dei risultati (§5.2). Infine, dal §5.3 al §5.7., per ciascuna struttura benchmark proposta, sono riportati e commentati i risultati ottenuti con i diversi software di calcolo impiegati dalle UR.

Al fine di agevolare la consultazione del documento e snellire la parte descrittiva del corpo generale del testo, quando utile, si è fatto diretto rimando alle corrispondenti **Schede di Approfondimento** (identificate con il colore verde). Ciascuna scheda tratta in maniera più

dettagliata aspetti specifici tramite esempi applicativi (tipicamente gli approfondimenti sono svolti solo con alcuni - uno o più - *software*, selezionati a titolo di esempio tra quelli impiegati in maniera più sistematica per l'illustrazione dei risultati presentati dal §5.3 al §5.7).

In particolare l'**Allegato II** contiene le seguenti schede:

- **Scheda A** – Calibrazione dei parametri meccanici
- **Scheda B** – Identificazione della geometria degli elementi strutturali nei modelli a telaio equivalente
- **Scheda C** – Contributo a pressoflessione fuori piano nei modelli a telaio equivalente
- **Scheda D** – Ruolo delle modalità adottate nei modelli a telaio per gestire l'accoppiamento di pareti incidenti (**parte A e parte B**)
- **Scheda E** – Sensibilità della curva pushover all'applicazione delle azioni concentrate a livello di piano o distribuite
- **Scheda F** – Controlli sulla distribuzione dei carichi e delle masse strutturali
- **Scheda G** – Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico
- **Scheda H** – Controllo di coerenza della evoluzione della cerniera plastica
- **Scheda I** – Calcolo analitico di un limite superiore alla soluzione numerica secondo l'ipotesi ideale "*shear-type*"
- **Scheda J** – Procedure di controllo per valutare l'affidabilità dei risultati di analisi statiche nonlineari ottenute con modelli al continuo e micro-strutturato

Infine, al termine di ciascun capitolo è riportato un box, come quello riportato nel seguito, che elenca i riferimenti bibliografici menzionati a vario titolo nel testo di ciascun paragrafo.

A chiusura del documento è riportata poi la sezione "Ulteriore bibliografia del gruppo di lavoro" che contiene ulteriori riferimenti ritenuti utili per ulteriori approfondimenti del lettore.

Si precisa che il documento non è concepito per riportare un'esaustiva bibliografia di ogni tema trattato, ma solo fornire possibili spunti di approfondimento.

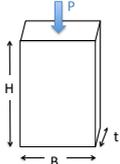
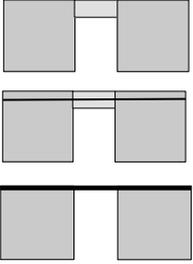
BIBLIOGRAFIA CITATA NEL TESTO

- Calderoni, B., Cordasco, E.A., Sandoli, A., Onotri, V., Tortoriello, G., 2015. Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti ad azioni sismiche in relazione all'utilizzo di software commerciali, *Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, 13-17 Settembre, L'Aquila, Italia.
- De Falco, A., Guidetti, G., Mori, M., Sevieri, G., 2017. Model uncertainties in seismic analysis of existing masonry buildings: the Equivalent-Frame Model within the Structural Element Models approach, *Convegno ANIDIS ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, 17-21 Settembre, Pistoia, Italia.
- Esposito, R., Messali, F., Ravenshorst, G.J. Schipper, H.R., Rots, J.G., 2019. Seismic assessment of a lab-tested two-storey unreinforced masonry Dutch terraced house, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(8), 4601-4623.
- Marques, R., Lourenço, P.B., 2014. Unreinforced and confined masonry buildings in seismic regions: Validation of macro-element models and cost analysis, *Engineering Structures*, 64, 52–67.

2 STRUTTURE BENCHMARK PROPOSTE

Le **Tabella 1** e **Tabella 2** illustrano sinteticamente le sei strutture benchmark proposte nel presente documento, con una breve descrizione delle varianti delineate e le finalità per cui ciascuna intende essere di ausilio e supporto ai professionisti. I dati di input necessari per garantire la riproducibilità degli esempi da parte di terzi sono riportati nell'**Allegato I**.

Tabella 1 – Quadro delle strutture benchmark 2D proposte .

Struttura benchmark	Varianti analizzate	Finalità
<p>Singolo pannello</p>  <p><i>si veda la Scheda benchmark 1</i></p>	<p>1a - In pietra a spacco di fissata geometria al variare di due condizioni di vincolo: Caso I: incastro Caso II: mensola</p> <p>1b - In mattoni pieni e malta di calce per fissato vincolo (rotazione fissata all'estremo superiore) al variare di due diversi rapporti di snellezza: Caso I - snellezza 1.35 Caso II - snellezza 2</p>	<p>Maggiore padronanza dei fattori da cui dipendono i domini di resistenza usualmente proposti in letteratura e adottati nelle norme per interpretare la risposta dei pannelli murari di tipo maschio (parametri meccanici, sforzo normale, schema statico, snellezza).</p>
<p>Trillite</p>  <p><i>si veda la Scheda benchmark 2</i></p>	<p>Al variare di diverse configurazioni dell'elemento di collegamento tra i due maschi murari e della geometria dell'apertura</p> <p>Caso A) l'apertura è di geometria prefissata e la fascia è in assenza di elemento resistente a trazione accoppiato</p> <p>Caso B) l'apertura è di geometria prefissata e la fascia è accoppiata ad una catena</p> <p>Caso D): l'apertura è a tutta altezza ed è presente una trave di accoppiamento dei maschi (infinitamente rigida sia flessionalmente che assialmente)</p>	<p>Maggiore padronanza sul ruolo dello sforzo normale e della sua variazione nella determinazione della resistenza di pannelli murari (in particolare maschi); dell'interazione tra pannelli murari di tipo maschio e fascia; del ruolo di elementi di collegamento tra maschi murari.</p>

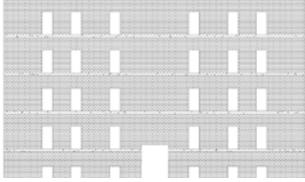
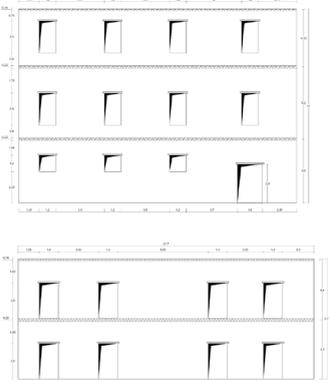
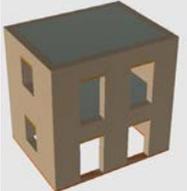
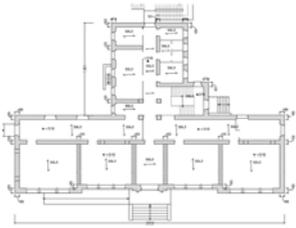
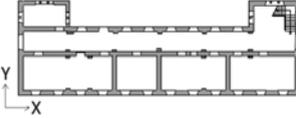
<p>Parete 2D multipiano</p>  <p><i>si veda la Scheda benchmark 3</i></p>	<p>Al variare di diverse ipotesi sui dettagli costruttivi (presenza o meno di cordoli) e sulle strategie di modellazione (lunghezza efficace dei cordoli)</p> <p>Caso A) parete composta da maschi e fasce murarie non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione</p> <p>Caso C) parete composta da maschi e fasce murarie accoppiate a cordoli di piano in c.a. e lunghezza deformabile dei cordoli di piano pari alla lunghezza totale</p> <p>Caso C Bis) parete composta da maschi e fasce murarie accoppiate a cordoli di piano in c.a. e lunghezza deformabile dei cordoli di piano pari alla luce netta delle corrispondenti aperture</p>	<p>Analisi degli effetti di accoppiamento tra maschio e fascia nel sistema parete al variare di diversi dettagli costruttivi. La presenza o meno di un elemento resistente a trazione accoppiato alla fascia ne altera significativamente la risposta (soprattutto nel passaggio dal caso A a C). Rispetto al caso del trilito alcuni effetti risultano più marcati.</p>
<p>Pareti 2D multipiano</p>  <p><i>si veda la Scheda benchmark 7</i></p>	<p>Sono proposte due pareti (una a due piani e l'altra a 3 piani) e per ciascuna è proposta una configurazione regolare di disposizione delle aperture e poi tre varianti che propongono diversi gradi di irregolarità</p>	<p>Analisi della risposta 2D di pareti ispirata alla geometria di un pareti interne o facciate esterne reali</p> <p>Considerazioni relative ai criteri di idealizzazione in telaio equivalente e all'analisi critica di risultati ottenibili da approcci di modellazione al continuo e micro-meccanici</p>

Tabella 2 – Quadro delle strutture benchmark 3D proposte .

Tipologia di struttura	Varianti analizzate	Finalità
<p>Edificio mono-cellula bipiano</p>  <p><i>si veda la</i> Scheda benchmark 4</p>	<p>Al variare di diverse disposizioni di aperture sui quattro lati e diverse configurazioni della fascia:</p> <p>Caso A) fasce non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione</p> <p>Caso B) fasce accoppiate a catene</p> <p>Caso C) fasce accoppiate a cordoli in ca</p> <p>Caso D) presenza di elementi infinitamente rigidi flessionalmente ed assialmente a livello di piano; la rotazione della trave nel suo piano è impedita (“shear type”)</p>	<p>Analisi degli effetti di accoppiamento maschio-fascia a livello del sistema parete. Effetti sulla risposta 3D (torsionali e conseguenti all’accoppiamento delle pareti fornito dal sistema solaio).</p>
<p>Edificio complesso</p>  <p><i>si veda la</i> Scheda benchmark 5</p>	<p>Al variare di diverse ipotesi sui dettagli costruttivi (presenza o meno di cordoli)</p> <p>Caso A) fasce non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione</p> <p>Caso C) fasce accoppiate ad elementi resistenti a trazione costituiti da cordoli</p>	<p>Analisi della risposta 3D di una struttura ispirata alla geometria di un edificio reale.</p>
<p>Edificio complesso</p>  <p><i>si veda la</i> Scheda benchmark 6</p>	<p>Caso C) fasce accoppiate ad elementi resistenti a trazione costituiti da cordoli</p>	<p>Analisi della risposta 3D di una struttura ispirata alla geometria di un edificio reale. Considerazioni sull’affidabilità dei modelli in campo elastico, grazie alla disponibilità di dati di identificazione dinamica messi a disposizione dall’Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS) del Dipartimento di Protezione Civile (DPC)</p>

Le strutture benchmark proposte, riportate in ordine di crescente complessità, sono:

- **Struttura benchmark n° 1:** singolo pannello
- **Struttura benchmark n° 2:** trilita
- **Struttura benchmark n° 3:** parete 2D multipiano
- **Strutture benchmark n° 7:** pareti 2D multipiano al variare di diversi gradi di irregolarità nella disposizione delle aperture.
- **Struttura benchmark n° 4:** struttura 3D rappresentativa di un edificio semplice mono-cellula bi-piano
- **Strutture benchmark n° 5 e n° 6:** strutture 3D rappresentative di edifici complesso ispirati ad edifici reali

La crescente complessità degli esempi è concepita per guidare l'utente nella maturazione di una maggiore consapevolezza delle ipotesi sulle quali i software di calcolo si basano.

La semplicità delle strutture 1 e 2 può apparire oltremodo banale ma consente di delineare un progressivo percorso metodologico di interpretazione dei risultati che ha una validità generale e che può quindi essere ripercorso anche in casi più complessi.

Gli esempi proposti con le loro varianti, meglio specificate nel seguito, consentono di verificare la versatilità del *software* in esame a descrivere diverse situazioni costruttive (ad esempio la capacità del *software* di modellare le fasce di piano e il loro accoppiamento con altri elementi strutturali quali catene e/o cordoli o la rigidità dei solai), al fine di rendere il professionista anche più consapevole dell'idoneità del *software* rispetto al caso specifico che è chiamato ad analizzare.

Alcune delle strutture proposte si ispirano a casi studio analizzati in precedenti ricerche a carattere sperimentale (1,4) o numerico (3) o di cui si dispongono evidenze della risposta reale a seguito di eventi sismici (5,6), come chiarito meglio nel seguito. E' necessario tuttavia precisare che l'obiettivo della ricerca illustrata non è quello della simulazione numerica di quei casi specifici né di discutere la maggiore o minore affidabilità di alcune soluzioni di modellazione rispetto all'esatta riproduzione del comportamento reale occorso. Peraltro, le strutture sono analizzate nella maggior parte dei casi al variare di diverse configurazioni parametriche – non sempre aderenti a quella effettiva del caso reale – per mostrarne la sensibilità dei risultati. L'intento è quindi piuttosto quello di adottare configurazioni che siano realistiche e rappresentative per il contesto applicativo professionale. Evidentemente, disporre di un riscontro della risposta reale potrà costituire in futuro anche un utile elemento per estendere gli obiettivi della ricerca.

Nel caso delle strutture benchmark che accoppiano da tre a più elementi di tipo maschio e fascia (ossia dalla numero 2 in poi) sono state considerate diverse configurazioni

associate alla presenza o meno di un elemento resistente a trazione accoppiato alla fascia. Come meglio chiarito nella discussione dei risultati dal §5.3 al §5.7, tale fattore infatti influenza in maniera significativa i risultati ottenibili.

Nel proseguo del documento le configurazioni definite rispetto a questo aspetto sono contraddistinte dalle seguenti lettere maiuscole:

- A - non sono presenti elementi resistenti a trazione accoppiati alla fascia;
- B - la fascia è accoppiata ad una catena, disposta alla quota dei solai;
- C - la fascia è accoppiata a cordoli di piano in calcestruzzo armato (c.a.), disposti alla quota dei solai.
- D - i maschi murari sono accoppiati da una trave infinitamente rigida sia flessionalmente che assialmente; la rotazione della trave nel suo piano è impedita. Questa condizione mira a simulare quella ideale di “*shear type*”.

Nel seguito sono chiarite più nello specifico le finalità che si intendono conseguire con ciascuno dei casi proposti.

La prima struttura proposta (**benchmark n°1**) consiste in un pannello verticale isolato, rappresentativo di un maschio murario, per il quale sono state considerate due diverse configurazioni: la prima (1a), in pietra a spacco con fissata geometria è analizzata al variare di due condizioni ideali di vincolo (mensola incastrata alla base oppure con rotazione bloccata all'estremo superiore); la seconda (1b), in mattoni pieni e malta di calce con fissato vincolo (rotazione bloccata all'estremo superiore), è analizzata al variare di due rapporti di snellezza. In entrambi i casi sono stati considerati crescenti valori del carico assiale agente in sommità del pannello, al fine di esplorare diverse regioni del dominio di resistenza. Il caso 1b riproduce due pannelli per i quali sono disponibili i risultati della campagna sperimentale descritta in Anthoine et al. (1995), che comprendeva anche prove di caratterizzazione della muratura e dei suoi singoli costituenti.

L'obiettivo dello studio del singolo pannello è quello di stimolare una maggiore padronanza dei fattori da cui dipendono i criteri di resistenza usualmente proposti nei documenti normativi a carattere nazionale o internazionale per l'interpretazione delle modalità ricorrenti di danno che caratterizzano i maschi murari e adottati per la loro verifica in termini di resistenza, quali ad esempio: parametri meccanici di resistenza, sforzo normale, schema statico e snellezza. Le diverse configurazioni proposte consentono di mettere in evidenza la sensibilità a tali parametri non solo del massimo taglio sviluppabile nell'elemento ma anche delle modalità di rottura e delle capacità di spostamento ultimo.

La seconda struttura proposta (**benchmark n°2**) è un trilito studiato al variare delle configurazioni A, B e D sopra introdotte e inoltre di differenti configurazioni della geometria dell'apertura. In particolare: nei casi A e B l'altezza dell'apertura è inferiore a

quella dei maschi (delineando quindi una porzione effettiva di fascia); nel caso D l'apertura è assunta a tutta altezza.

L'analisi di questa struttura mira a far acquisire una maggiore consapevolezza sul ruolo dello sforzo normale e della sua variazione nella determinazione della resistenza dei maschi, sugli effetti di interazione tra elementi di tipo maschio e fascia ed infine sugli effetti associati alla presenza di un elemento resistente a trazione accoppiato alla fascia.

La terza struttura proposta (**benchmark n°3**) è costituita da una parete 2D multipiano. La geometria della parete trova ispirazione in una parete interna di un edificio risalente ai primi anni '50 del secolo scorso sito a Catania (**Figura 1**), già oggetto di valutazione nell'ambito del "Progetto Catania" del CNR Gruppo Nazionale per la difesa dai Terremoti (Liberatore et al. 2000, Magenes et al. 2000). In questo caso sono state ideate due diverse configurazioni, al variare delle ipotesi sui dettagli costruttivi (di tipo A e C) e sulla loro efficacia. L'analisi di questa struttura è mirata a studiare gli effetti di accoppiamento maschio-fascia in un sistema più complesso rispetto al trilito.

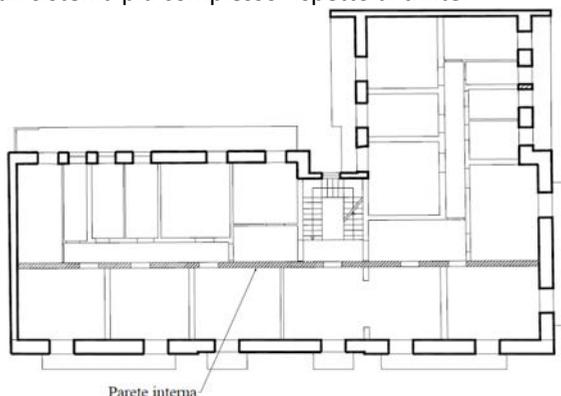


Figura 1 – Edificio di via Martoglio: posizione della parete interna analizzata nella scheda benchmark 3 (figura adattata da Liberatore et al. 2000 e Cattari e Magenes 2022-<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>)

La quarta struttura benchmark (**benchmark n°4**) è costituita da un edificio mono-cellula a due piani con solai rigidi nel proprio piano, per il quale sono state considerate diverse configurazioni al variare della disposizione delle aperture sui quattro lati e degli eventuali elementi resistenti a trazione accoppiati alle fasce (di tipo A, B, C e D). Lo scopo di questo esempio è quello di integrare gli approfondimenti sugli effetti di accoppiamento maschio-fascia già analizzati con la struttura benchmark n°3 e di esaminare quelli conseguenti agli effetti di redistribuzione delle azioni in presenza di pareti di rigidità diversa e di effetti torsionali.

La quinta struttura benchmark (**benchmark n°5**) si ispira alla geometria di un edificio reale, la scuola “P. Capuzi” di Visso (MC), gravemente danneggiata a seguito degli eventi sismici che hanno interessato il Centro Italia nel 2016/2017 e che oggi risulta demolita.

Tale struttura, caratterizzata da una distribuzione regolare delle aperture, è stata scelta come caso studio:

- per la disponibilità di una ricostruzione dettagliata del danno al 24 Agosto 2016 e al 30 Ottobre 2016 (in **Figura 2** è illustrato quello finale rilevato al termine delle scosse più significative per la struttura).
- perché ha manifestato una prevalente risposta globale con danno concentrato principalmente nei maschi e nelle fasce murarie (almeno prima che alcuni effetti di accumulo del danno a seguito della seconda scossa del 26 ottobre 2016 portassero all’attivazione di un meccanismo di ribaltamento in una porzione molto limitata del fabbricato). Le **Figura 3** e **Figura 4** riportano alcune foto del quadro di danno.

La struttura era monitorata in modo permanente dall’Osservatorio Sismico delle Strutture (Dolce et al. 2017) ed è stata oggetto di altre ricerche nell’ambito dei progetti ReLUIIS finanziati dal Dipartimento di Protezione Civile (ReLuis – Task 4.1 Workgroup (2018) , Cattari et al. 2019).



Figura 2 – Restituzione del quadro di danno della Scuola P.Capuzi di Visso (secondo i dati raccolti da S.Cattari e D.Sivori a seguito di un sopralluogo effettuato in data 8 Dicembre 2016): le linee nere più spesse sono associate a lesioni molto gravi. La porzione evidenziata in grigio è quella in cui si è attivato un meccanismo di ribaltamento fuori piano dopo la scossa del 26 Ottobre 2016 (figura riadattata da Cattari e Magenes 2022-<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>)

La modalità di danneggiamento prevalente nel piano e la sua ricostruzione dettagliata costituiscono i presupposti essenziali per potere utilizzare in futuro i dati reali per un

confronto più dettagliato del quadro del danno stimato dai programmi di calcolo impiegati che, nella maggior parte dei casi, fanno riferimento esclusivo alla risposta globale. Infatti, sulla curva di capacità ottenuta dalle analisi statiche non-lineari sono identificabili progressivi stati limite associabili all'evoluzione in campo non-lineare della risposta, che potranno essere confrontati con lo scenario di danno occorso. E' evidente che il confronto, nel contesto di questo documento, ha il solo scopo di effettuare alcune prime considerazioni, poiché le analisi svolte non hanno in alcun modo la finalità di una simulazione accurata della risposta sismica reale di questa struttura (che in modo più appropriato dovrebbe avvenire attraverso l'esecuzione di analisi dinamiche non-lineari, impiegando come input gli accelerogrammi registrati alla base della struttura dall'Osservatorio Sismico delle Strutture). Inoltre, la gravità del danno reale negli specifici elementi è frutto anche di fenomeni di accumulo del danno a causa della sequenza di scosse che hanno interessato l'area in cui la scuola P. Capuzi era ubicata, che le analisi statiche nonlineari monotone presentate in questo documento non possono cogliere. Cionondimeno, il confronto è utile per verificare se la modalità di danno globale prevista dai software sia comunque coerente con quella realmente occorsa (modalità – che a differenza dalla gravità - si ritiene non alterata dai fenomeni di accumulo del danno, essendosi chiaramente manifestata già dalla prima scossa).

Analogamente alle altre strutture benchmark meno complesse, anche in questo caso sono state analizzate diverse configurazioni, di tipo A, C e D.

Obiettivo principale della struttura benchmark n°5 è l'analisi della risposta 3D di una struttura che sia realistica del costruito esistente in muratura.

La sesta struttura benchmark (**benchmark n°6**) si ispira alla geometria di un edificio reale, il Municipio di Pizzoli (AQ), che ha subito un danneggiamento medio-lieve a seguito degli eventi sismici che hanno interessato il Centro Italia nel 2016/2017.

Tale struttura, caratterizzata da una distribuzione regolare delle aperture, è stata scelta come caso studio:

- poiché consente l'analisi di un secondo caso studio complesso rappresentativo di un edificio reale in muratura, caratterizzato da una configurazione architettonica diversa da quella della struttura benchmark n° 5
- per la disponibilità dei dati di identificazione dinamica messi a disposizione dall'Osservatorio Sismico delle Strutture del Dipartimento di Protezione Civile (in quanto la struttura risulta infatti monitorata in modo permanente - Dolce et al. 2017). Tali dati consentono quindi di effettuare alcune considerazioni preliminari riguardo l'affidabilità dei modelli in campo elastico

- perché ha manifestato una prevalente risposta globale con danno concentrato principalmente nei maschi, come dimostrato anche dalla ricostruzione dettagliata del danno presentata in **Figura 5**

Analogamente alla struttura benchmark n° 5, anche la struttura benchmark n°6 è stata oggetto di ulteriori ricerche nell'ambito dei progetti ReLUIIS finanziati dal Dipartimento di Protezione Civile (ReLuis – Task 4.1 Workgroup (2018) , Cattari et al. 2019).

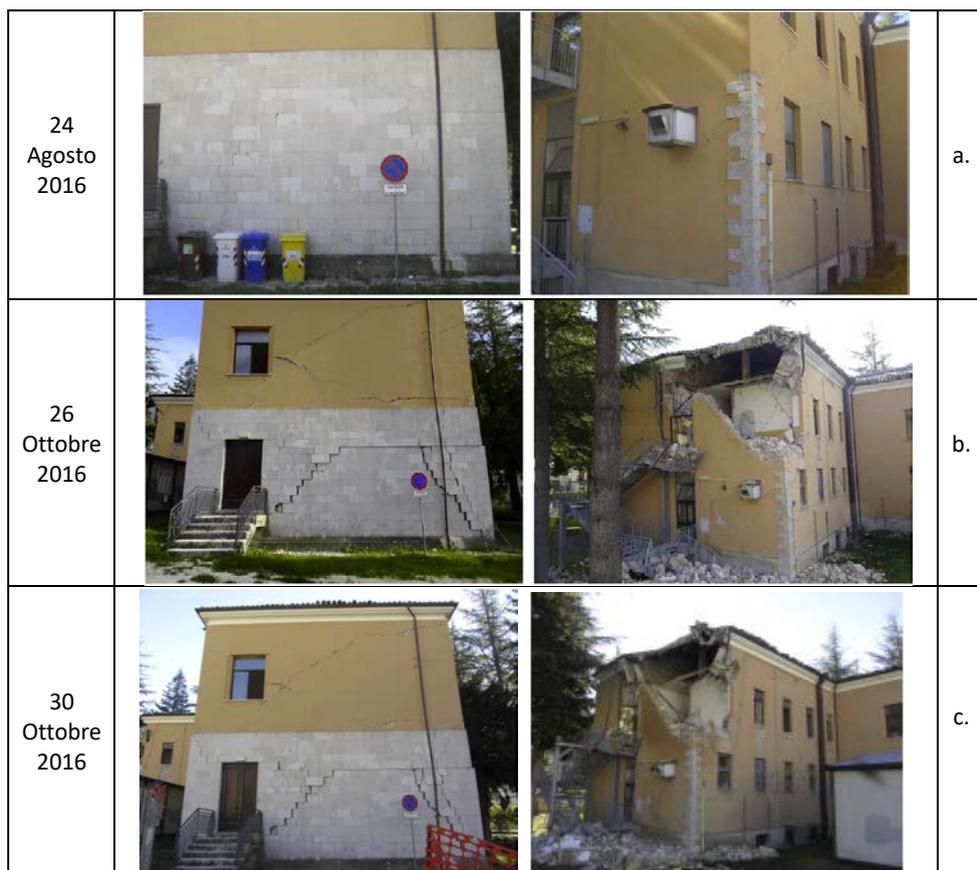


Figura 3 – Rilievo del danno della Scuola “P. Capuzi” di Visso (MC) a seguito delle scosse del 24 Agosto (a), 26 Ottobre (b) e 30 Ottobre 2016 (c) del terremoto in Centro Italia 2016/2017. Si evidenzia come l’attivazione del meccanismo locale abbia interessato una porzione limitata della struttura e sia occorsa a seguito della scossa del 26 Ottobre 2016 (presumibilmente la seconda più significativa avvenuta in tale data) (Foto messe a disposizione dall’Osservatorio Sismico delle Strutture del Dipartimento della Protezione Civile)



Figura 4 – Ulteriori immagini relative al danno occorso nella Scuola “P. Capuzi” di Visso (MC) che documentano l’attivazione di una risposta prevalente nel piano delle pareti (sia esterne che interne) (Le foto del 24 agosto 2016 sono state messe a disposizione dall’Osservatorio Sismico delle Strutture del Dipartimento della Protezione Civile, quelle dell’8 Dicembre 2016 sono state scattate da Serena Cattari)

La modalità di danneggiamento prevalente nel piano e la sua ricostruzione dettagliata hanno costituito i presupposti essenziali per potere utilizzare i dati reali per un confronto più dettagliato del quadro del danno stimato dai programmi di calcolo impiegati che fanno riferimento esclusivo alla risposta globale. Nel caso della struttura benchmark n° 6, è stata analizzata la sola configurazione C (la più coerente con quella reale dell'edificio a cui tale struttura benchmark si ispira).

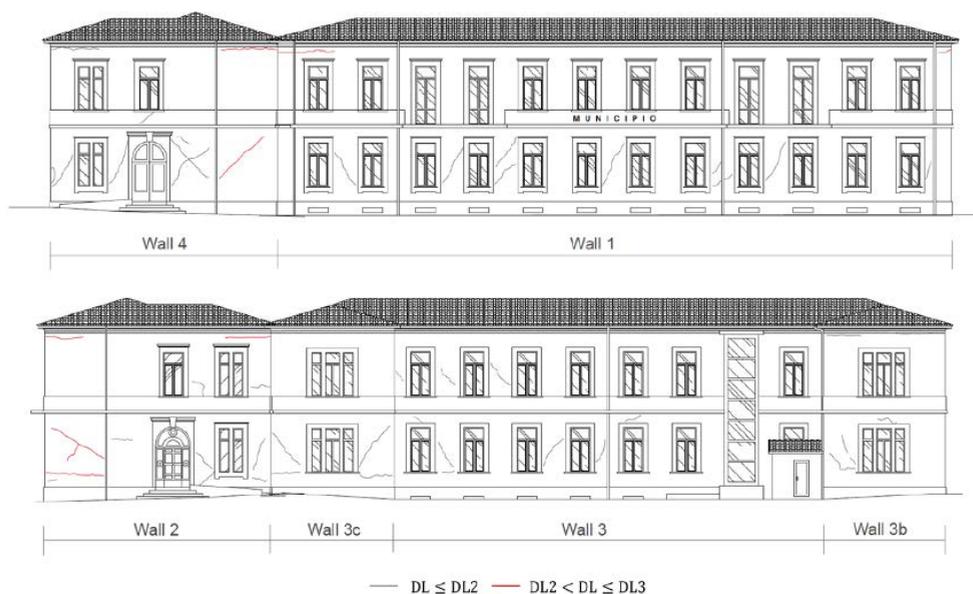


Figura 5 – Restituzione del quadro di danno del Municipio di Pizzoli e attribuzione dei livelli danno (figura riadattata da Cattari e Magenes 2022-<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>)

Infine, i casi studio proposti nella settima scheda (**scheda benchmark n°7**) si ispirano alla geometria di alcune pareti interne e di alcune facciate tipiche del costruito italiano. I risultati delle strutture proposte nella scheda benchmark n°7 sono illustrati rispettivamente nelle **Schede di Approfondimento B e J**.

Al §5.1 è fornito un quadro dei software con cui ciascuna struttura benchmark è stata analizzata.

BIBLIOGRAFIA CITATA NEL TESTO

- Anthoine, A., Magonette, G., Magenes, G., 1995. Shear compression testing and analysis of brick masonry walls, *10th European Conference on Earthquake Engineering*, Duma editor, Balkema: Rotterdam, The Netherlands.
- Cattari, S., Degli Abbati, S., Ottonelli, D., Marano, C., Camata, G., Spacone, E., da Porto, F., Modena, C., Lorenzoni, F., Magenes, G., Penna, A., Graziotti, F., Ceravolo, R., Miraglia, G., Lenticchia, E., Fiorini, N., Spina, D., 2019. Discussion on data recorded by the Italian structural seismic monitoring network on three masonry structures hit by the 2016-2017 Central Italy earthquake, *COMPADYN 2019*, Crete 24-26 June 2019.
- Cattari, S., Magenes, G. 2022. Benchmarking the software packages to model and assess the seismic response of unreinforced masonry existing buildings through nonlinear static analyses. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>
- Dolce, M., Nicoletti, M., De Sortis, A., Marchesini, S., Spina, D., Talanas, F., 2017. Osservatorio sismico delle strutture: the Italian structural seismic monitoring network. *Bull Earthquake Eng* 15(2), 621-641.
- Liberatore, D. (A cura di), 2000. Progetto Catania: indagine sulla risposta sismica di due edifici in muratura, *CNR Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*, Roma, 275 pp., ISBN 88-900449-3-4.
- Magenes, G., Bolognini, D., Braggio C. (A cura di), 2000. Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura, *CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti* - Roma, 99 pp., ISBN 88-88151-03-6.
- ReLuis – Task 4.1 Workgroup, 2018, edito da Cattari, S., Degli Abbati, S., Ottonelli, D., Sivori, D., Spacone, E., Camata, G., Marano, C., Da Porto, F., Lorenzoni, F., Penna, A., Graziotti, F., Ceravolo, R., Matta, E., Miraglia, G., Spina, D., Fiorini, N. 2018. Report di sintesi sulle attività svolte sugli edifici in muratura monitorati dall'Osservatorio Sismico delle Strutture, *Linea Strutture in Muratura*, ReLUIS report, Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica.

3 ASPETTI CRITICI NELLA MODELLAZIONE E USO DI CODICI DI CALCOLO

Nel capitolo 1 è stato richiamato come la **conoscenza**:

- da un lato, delle modalità di risposta ricorrenti che caratterizzano il costruito in muratura e dei fattori che ne influenzano l'occorrenza;
- dall'altro, delle opzioni di modellazione a disposizione,

costituisca lo strumento imprescindibile per il professionista per essere consapevole dei limiti degli strumenti utilizzati nel descrivere l'edificio di volta in volta esaminato.

Nel seguito sono inquadrati alcuni aspetti ritenuti utili per indirizzare le scelte di modellazione, fornendo dapprima una panoramica di alcune delle più comuni opzioni di modellazione disponibili e passando successivamente alla discussione di alcuni degli aspetti cruciali insiti nell'elaborazione di un modello di calcolo (con riguardo ai pannelli murari, ai solai e alle connessioni). Sono discussi infine alcuni aspetti critici inerenti sia la fase di esecuzione di analisi sia quella finale di verifica.

Costituiscono utile complemento ai temi trattati nel presente capitolo i contenuti dell'articolo scientifico Cattari et al. (2022) (<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01263-1>).

3.1 Modelli per i diversi componenti strutturali dell'edificio

Molteplici sono le possibili classificazioni degli approcci di modellazione disponibili in letteratura, come ad esempio documentato in (Lourenco 2002, Roca et al 2010, D'Altri et al. 2019, solo per citarne alcuni).

Nel seguito ne è proposta una che non vuole essere esaustiva di tutti i modelli disponibili in letteratura ma che è utile per individuare gli strumenti più diffusi nel campo professionale per l'esecuzione delle analisi nonlineari e delle verifiche sismiche degli edifici in muratura.

In particolare, i principali modelli utilizzati per descrivere il comportamento dei componenti strutturali che compongono l'edificio in muratura possono essere classificati in base alla tipologia geometrica degli elementi: monodimensionali, bi- e tridimensionali. Inoltre, il comportamento inelastico degli elementi murari può essere rappresentato usando modelli a plasticità concentrata e distribuita.

La **Figura 6** combina le suddette diverse tipologie di elemento con l'approccio tramite cui è descritta la nonlinearietà. Questa classificazione può alternativamente adattarsi ai diversi componenti che caratterizzano l'edificio, ossia pannelli murari (§3.1.1), solai (§3.1.2) e

connessioni (la cui trattazione più approfondita è rimandata a versioni successive del documento).

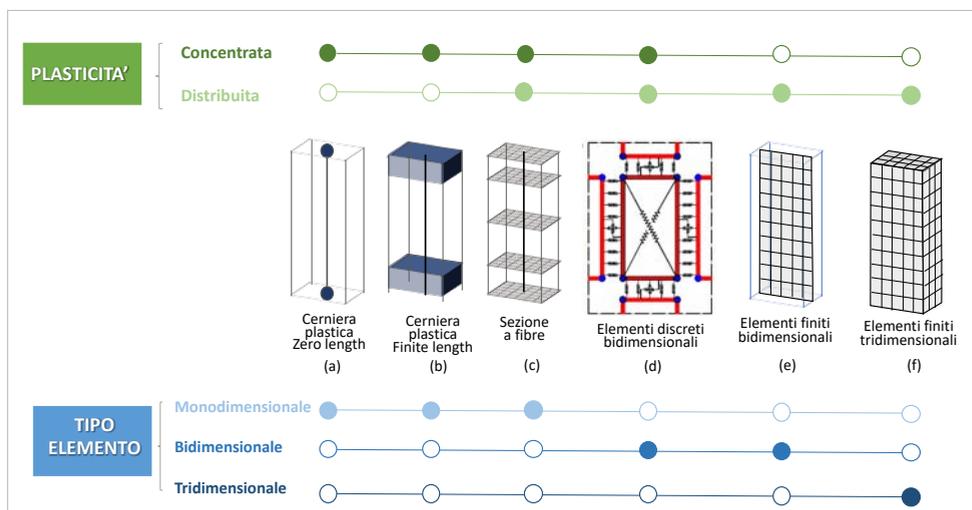


Figura 6 –Possibile classificazione dei modelli più comuni impiegati nella pratica professionale per simulare il comportamento inelastico dei pannelli murari (figura riadattata da Cattari et al. 2022-<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01263-1>)

La schematizzazione più semplice concentra la deformazione inelastica agli estremi dell'elemento, adottando cerniere plastiche concentrate e leggi costitutive fenomenologiche prestabilite. Queste leggi possono considerare la risposta nonlineare degradante attraverso calibrazioni sperimentali, tuttavia l'interazione tra sforzo assiale e momento è da esse considerata in maniera semplificata.

Il modello a cerniera di lunghezza finita (*finite length*) distribuisce la plasticità in una porzione limitata agli estremi dell'elemento. Le sezioni nelle zone plastiche possono essere rappresentate da leggi nonlineari di momento-curvatura o direttamente tramite sezioni discretizzate a fibra (come ad esempio trattato in Scott e Fenves 2006 e Scott e Filippou 2007). La deformazione inelastica è distribuita sulla lunghezza della cerniera plastica (L_{pl}), rappresentando più correttamente, rispetto all'elemento *zero length*, la effettiva distribuzione della plasticizzazione nell'elemento.

Nel modello a fibre, la sezione e tutte le sue componenti sono suddivise in parti finite (fibre): a ciascuna fibra è associato poi uno specifico legame costitutivo (lineare/non lineare) uniassiale. La risposta della sezione consiste in una integrazione numerica dei contributi delle singole fibre per ottenere le sollecitazioni risultanti e le curve momento-curvatura dipendenti dallo sforzo normale applicato. I parametri delle singole sezioni sono integrati nei punti di Gauss lungo la sezione, usando funzioni di forma in spostamento o in forze (ad esempio in Spacone et al., 1996).

Il comportamento a taglio, sia nei modelli fenomenologici che in quelli a fibre, è descritto mediante una cerniera concentrata, che solitamente viene inserita al centro dell'elemento murario.

I modelli nonlineari tridimensionali più comunemente utilizzati possono essere continui (isotropi o ortotropi) oppure discreti (nei quali il mattone e la malta vengono modellati esplicitamente). I modelli continui possono cogliere più in dettaglio alcuni comportamenti della muratura, ma richiedono un onere computazionale molto maggiore oltre che l'assegnazione di molti parametri di non immediata calibrazione (come ad esempio illustrato nella **Scheda di approfondimento A**) e molta esperienza: per queste ragioni, sono molto meno diffusi nella pratica professionale.

3.1.1 Pannelli murari

Nel seguito si fa riferimento alla descrizione del comportamento macroscopico dei pannelli murari in quanto, anche se la scala del singolo pannello non è la più piccola scala di modellazione a cui si può ricorrere (potendo infatti riferirsi alla scala del materiale o addirittura a quella micromeccanica dei singoli componenti), tuttavia i documenti normativi e le linee guida nazionali ed internazionali ad oggi a disposizione dei professionisti fanno tipicamente riferimento ad essa, soprattutto nei criteri proposti che entrano in gioco nella fase di verifica.

Il comportamento dei pannelli murari è distinto in quello dei maschi (elementi primari deputati a trasferire i carichi gravitazionali in fondazione e ad equilibrare le azioni orizzontali) e delle fasce (porzioni di muratura individuabili tra aperture allineate verticalmente, che assolvono il compito di accoppiare i maschi murari).

3.1.1.1 Maschi murari

QUALE IL COMPORTAMENTO REALE DA DESCRIVERE?

Il danno osservato - sistematicamente confermato da svariati eventi sismici nonché dal supporto di molteplici campagne sperimentali eseguite ad hoc su elementi di tipo maschio (al variare di diverse tipologie di muratura e di diversi schemi statici) – ha consentito di classificare (**Figura 7**) le modalità di danno che possono interessare i maschi murari soggetti ad azioni combinate di taglio e forze normali in:

- modalità di danno con comportamento prevalente a flessione, caratterizzato da lesioni tipicamente concentrate nelle sezioni di estremità, per apertura dei giunti di malta nella parte della sezione soggetta a trazione e schiacciamento nello spigolo compresso;
- modalità di danno per scorrimento lungo piani orizzontali individuati dai giunti di malta;
- modalità di danno a taglio diagonale, tipicamente caratterizzato da lesioni che hanno origine in prossimità del centro del pannello e che si propagano

progressivamente in esso in direzione degli spigoli. Le lesioni diagonali si possono manifestare con un meccanismo “a scaletta” (quando interessano prevalentemente i giunti di malta verticali e orizzontali) oppure interessare indistintamente i blocchi e i giunti.

Ovviamente sono anche possibili modalità di danno miste.

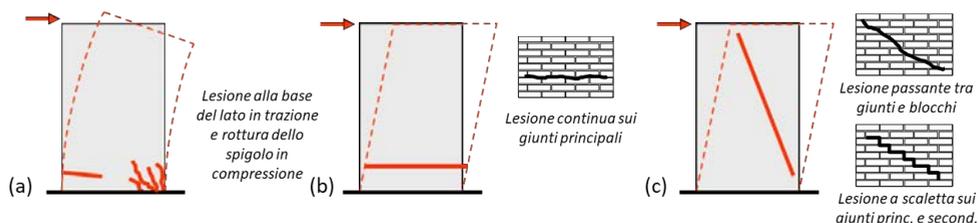


Figura 7 – Principali meccanismi di rottura nel piano di un pannello maschio in muratura: (a) rottura per pressoflessione, (b) rottura per taglio scorrimento e (c) rottura per taglio diagonale (figura per cortesia della Prof.ssa Chiara Calderini)

L’occorrenza dell’una o dell’altra modalità di danno prevalente è influenzata da molteplici fattori quali: le caratteristiche di resistenza dei singoli costituenti la muratura (malta, blocchi); la geometria del pannello (in particolare la snellezza); lo sforzo normale agente; lo schema statico. L’analisi della **Struttura benchmark n°1** mira ad approfondire la dipendenza da questi fattori.

L’interpretazione delle modalità di rottura ai fini del calcolo della massima azione di taglio equilibrabile dal pannello è usualmente affrontata in letteratura tramite criteri di resistenza semplificati che consentano di tenere in conto della dipendenza funzionale dai suddetti parametri. Approccio comune di tali criteri di resistenza è quello di assumere che la massima capacità a taglio del pannello sia raggiunta quando in sezioni/punti prefissati del pannello si attinga al valore limite della resistenza del materiale. La scelta di tali sezioni/punti (sezione di estremità, centro del pannello) come quella del parametro di resistenza del materiale (a compressione, a trazione, a taglio, ecc.) è diversificata in relazione alla modalità di danno descritta. La semplificazione di riferirsi alla risposta specifica di punti/sezioni risiede nel fatto che lo stato tensionale del pannello è evidentemente non omogeneo. I criteri di resistenza adottati nelle normative a carattere nazionale ed internazionale sono inquadrabili secondo tale approccio.

Una trattazione dettagliata dei criteri di resistenza proposti in letteratura e del loro recepimento all’interno delle normative esula dagli scopi del presente documento. Alcuni esempi di tali criteri di resistenza sono illustrati nella **Scheda di approfondimento G** (Controlli di coerenza sull’implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico), con riferimento a quelli impiegati convenzionalmente nelle analisi svolte. Per ulteriori approfondimenti teorici si rimanda ad esempio a (Calvi e Magenes 1997, Calderini et al. 2009).

E' inoltre opportuno richiamare che al variare delle modalità di danno sopra introdotte si differenziano anche le proprietà dissipative del pannello (messe in relazione alla risposta isteretica dell'elemento quando soggetto ad azioni cicliche), l'evoluzione della fase di *softening* post picco (evoluzione del degrado della resistenza) e la duttilità. La **Figura 8** chiarisce questo aspetto.

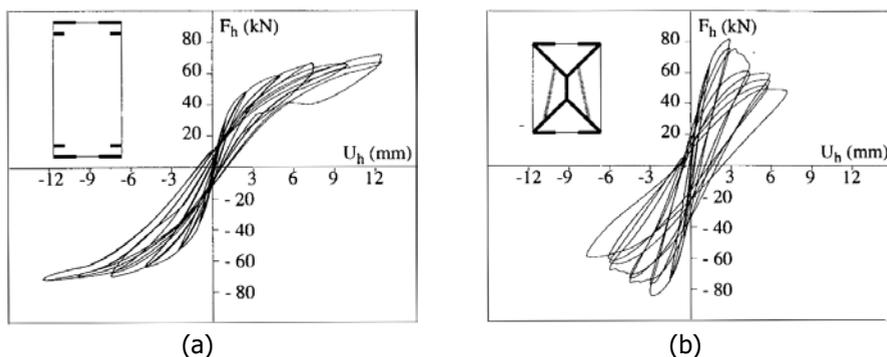


Figura 8 – Esempi di risposta ciclica sperimentale di un maschio murario soggetto: (a) ad una rottura prevalente per pressoflessione; (b) ad una rottura prevalente a taglio diagonale (la figura si riferisce ai pannelli testati da Anthoine et al (1994)).

COSA CONSENTONO DI DESCRIVERE GLI APPROCCI DI MODELLAZIONE?

Limitandosi al campo monotono, di interesse per le analisi affrontate nel presente documento, i modelli numerici dovrebbero consentire di riprodurre correttamente la risposta sperimentale osservata, simulandone gli aspetti fondamentali in termini di:

- pendenza del ramo elastico iniziale e suo progressivo degrado;
- resistenza massima;
- risposta post picco (degrado di resistenza e capacità di spostamento ultima).

I diversi modelli disponibili, ad esempio classificati come in **Figura 1**, presuppongono diversi livelli di semplificazione ed idealizzazione rispetto al comportamento reale. La **Figura 9** ne illustra alcuni, rappresentando la risposta del pannello in termini di curve taglio massimo-drift ($V-\delta$); i casi (a) e (b) si riferiscono a idealizzazione del maschio murario attraverso modelli a trave nonlineare con plasticità concentrata, il caso (c) può essere rappresentativo di modelli a plasticità distribuita o di maggiore dettaglio.

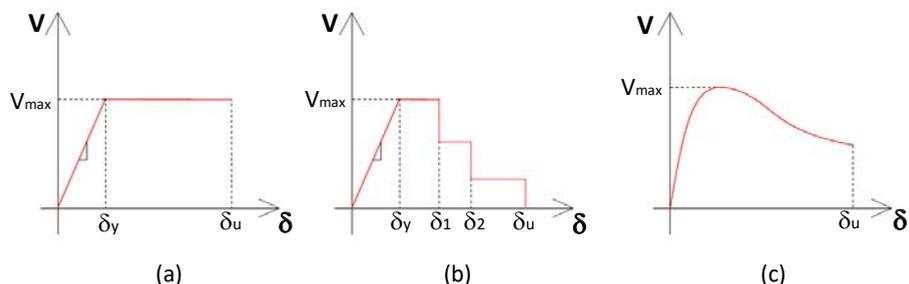


Figura 9 – Diverse possibili semplificazioni e idealizzazioni del comportamento reale alla scala del pannello (V - δ) ottenibile a partire da: (a/b) modelli a plasticità concentrata; (c) modelli a plasticità distribuita o di maggiore dettaglio (modelli bi- o tri-dimensionali) (figura tratta da Cattari et al. 2022-<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01263-1>)

Il degrado progressivo della rigidezza, conseguente alla parzializzazione delle sezioni di estremità e alla diffusione di stati fessurativi derivanti dall’attivazione di una delle modalità di danno suddette, è descritto in **Figura 9** in maniera estremamente semplificata nei casi (a) e (b) con riferimento all’adozione di parametri convenzionali di rigidezza secante in modelli a trave nonlineare e più accurata nel caso (c). Il caso (a) rappresenta in particolare uno degli approcci più comunemente adottati a livello professionale.

Anche in relazione alla fase post-picco, il caso (a) esemplifica il modello più semplice, comunemente adottato nei documenti normativi a scala nazionale italiana ed europea, mentre il caso (b) è una evoluzione multilineare a tratti con progressive cadute di resistenza.

Nel caso dei modelli bi- e tri-dimensionali, la descrizione dell’evoluzione del degrado pre- e post-picco richiede la calibrazione di opportuni parametri. La tematica è affrontata parzialmente nella **Scheda di approfondimento A** - Calibrazione dei parametri meccanici.

3.1.1.2 Fasce murarie

QUALE IL COMPORTAMENTO REALE DA DESCRIVERE?

La letteratura a disposizione sui pannelli di tipo “fascia” è più limitata in numero e più recente rispetto a quella dei maschi, in quanto sperimentazioni specifiche su tali elementi – strumento fondamentale per lo sviluppo di modelli interpretativi affidabili congiuntamente all’evidenza della risposta reale - sono state svolte solo negli ultimi quindici anni (si vedano al riguardo ad esempio gli studi sperimentali di Beyer e Dazio 2012, Gattesco et al. 2008, Graziotti et al. 2012, Calderoni et al. 2010). In Figure 9 sono riportati alcuni andamenti delle risposte isteretiche documentate nelle suddette campagne sperimentali.

Rispetto ai pannelli di tipo “maschio”, le fasce presentano le seguenti specificità:

- le sezioni di estremità possono essere interessate da fenomeni di ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti (in altre parole, a differenza dei maschi murari, anche nel caso di murature molto regolari, nelle sezioni di estremità non si configurano piani su cui possano svilupparsi scorrimenti perfettamente verticali);
- l'interazione con l'architrave, elemento necessario per il corretto funzionamento della fascia, che può differenziarsi per materiale, tecnologia strutturale, sistema di ancoraggio alle estremità;
- l'interazione con altri elementi strutturali accoppiati, quali quelli resistenti a trazione (ad esempio cordoli in c.a. o catene in acciaio) e quella con i solai.

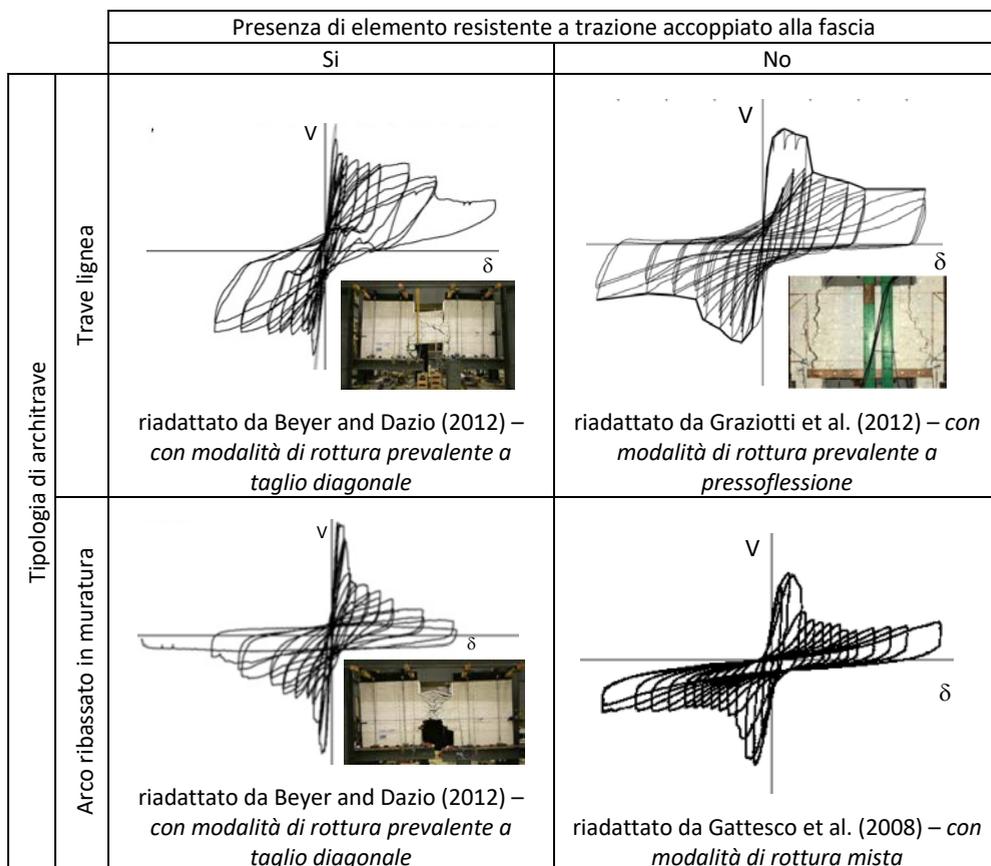


Figura 10 – Esempi di risposte isteretiche di fasce murari riadattate da esperienze testate in laboratorio (in particolare da Beyer e Dazio (2012), Gattesco et al 2008, Graziotti et al 2012)

In virtù di tali specificità, le campagne sperimentali hanno messo in evidenza come, rispetto alle modalità di danno già discusse nel caso dei maschi, quelle delle fasce presentino le seguenti differenze:

- una rara occorrenza della modalità di danno per “scorrimento”, almeno come inteso in senso stretto lungo piani di scorrimento verticali delle sezioni di estremità;
- una fase di *softening* e una resistenza residua che dipende anche dalla tipologia di architrave presente e dall’eventuale presenza di altri elementi resistenti a trazione accoppiati;
- capacità di spostamento ultime a collasso tipicamente maggiori di quelle dei maschi, specialmente se in presenza di elementi resistenti a trazione accoppiati.

Mentre in passato l’approccio più diffuso in letteratura era quello di considerare la risposta delle fasce semplicemente come quella di “maschi ruotati di 90°”, l’ultima generazione di normative - che negli anni recenti progressivamente è in corso di aggiornamento a scala internazionale e nazionale - sta recependo le consolidate evidenze della ricerca, al fine di introdurre alcuni criteri interpretativi che tengano conto delle specificità suddette.

Riguardo ai criteri di resistenza, l’approccio generale è comune a quello già introdotto al §3.1.1.1, ossia basato sull’assunzione che la massima capacità a taglio della fascia sia attinta quando in sezioni/punti specifici sia raggiunta quella del materiale. Nel caso delle fasce, a differenza dei maschi murari, l’interpretazione del meccanismo di danno a pressoflessione si basa sulla possibilità di considerare eventualmente il contributo di una “resistenza a trazione equivalente della fascia”, funzione dei fenomeni di ingranamento che si possono attivare nelle sezioni di estremità. Una trattazione completa di tali aspetti esula dalle finalità del presente documento. Per approfondimenti sui criteri di resistenza proposti in letteratura specificatamente per le fasce si rimanda ad esempio a (Beyer 2012, Beyer e Mangalathu 2013).

COSA CONSENTONO DI DESCRIVERE GLI APPROCCI DI MODELLAZIONE?

Fatte salve le considerazioni già riportate al §3.1.1.1 in relazione ai maschi, nell’uso dei modelli sarebbe opportuno tenere in conto delle specificità sopra discusse. Ulteriori approfondimenti su tali aspetti sono attesi per le successive revisioni del presente documento.

3.1.2 Solai

QUALE IL COMPORTAMENTO REALE DA DESCRIVERE?

I solai dovrebbero essere modellati il più realisticamente possibile per rappresentare correttamente il loro ruolo: (i) nel trasferimento delle azioni verticali e orizzontali tra i vari elementi strutturali e nella loro redistribuzione sia nella fase elastica che nella fase inelastica; (ii) nell'accoppiamento dei vari sistemi sismoresistenti (le pareti, nel caso di un edificio in muratura) in funzione della loro rigidezza. L'assolvimento delle due funzioni dipende non solo dalle caratteristiche proprie del solaio ma anche dall'efficacia del sistema di collegamento tra esso e le pareti verticali.

Al fine di rappresentare correttamente il solaio è fondamentale capirne il comportamento statico e sismico. I carichi gravitazionali sono portati dalle travi, mentre le forze orizzontali sono trasferite al sistema sismo-resistente mediante elementi orizzontali chiamati diaframmi.

I diaframmi nelle strutture in muratura sono molto diversificati rispetto ad altre tipologie strutturali; essi possono essere costituiti da: solette in c.a. o in calcestruzzo non armato; solai in legno composti da travi e tavolati (singoli, doppi o irrigiditi da altri elementi); volte; ecc.. I cordoli possono essere in c.a., acciaio, legno e i collegamenti diaframma-muratura sono generalmente realizzati con connettori in acciaio.

Il momento nel piano del diaframma è assorbito a trazione e compressione dai cordoli, la soletta assorbe le sollecitazioni di taglio e le connessioni collegano il diaframma agli elementi verticali, come schematizzato in **Figura 11**.

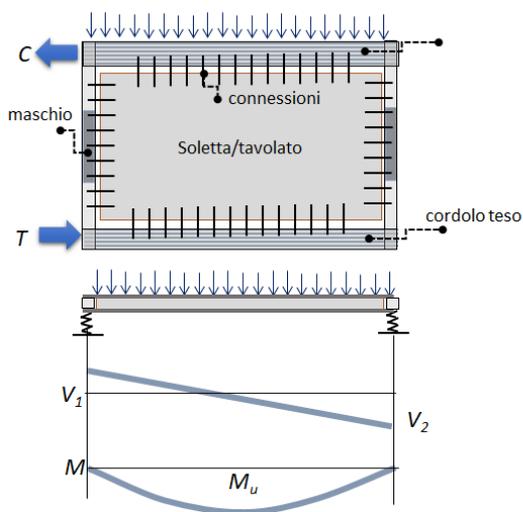


Figura 11 – Schematizzazione del sistema di trasferimento delle azioni del solaio alle pareti

Il modello adottato deve essere realistico, al fine di schematizzare correttamente il comportamento delle singole componenti, poiché è necessario che le sollecitazioni e la capacità di ciascuna di queste siano controllate per stabilire se il diaframma è in grado di trasferire le sollecitazioni sismiche agli elementi verticali.

Ovviamente anche nei solai si può attivare una risposta nonlineare, a seguito delle forze inerziali mobilitate nell'edificio in muratura dall'evento sismico, in ragione delle sue capacità di resistenza e dall'impegno cui è sottoposto nella redistribuzione delle azioni tra una parete all'altra (che può essere diverso – a parità di caratteristiche del solaio – in funzione della rigidità delle pareti accoppiate).

In anni recenti si è intensificato il numero di campagne sperimentali indirizzate ad approfondire anche la risposta in campo nonlineare sotto azioni monotone e cicliche degli orizzontamenti (ad esempio, per solai lignei, in Brignola et al. 2012, Casagrande et al. 2018 o, per volte, in Rossi et al. 2016), ma allo stato attuale non sono ancora disponibili standardizzati criteri che siano stati recepiti a livello normativo per descriverla in modo compiuto, ancorché semplificato.

COSA CONSENTONO DI DESCRIVERE GLI APPROCCI DI MODELLAZIONE?

Il modello deve rispecchiare il funzionamento illustrato, seppure con diversi possibili gradi di semplificazione.

Possibili soluzioni sono (alcune delle quali esemplificate in **Figura 12**):

- Considerare il solaio unicamente come vincolo cinematico di piano rigido;
- Modellarlo come un insieme di molle o travi, ossia elementi equivalenti atti a descrivere la risposta dei diversi componenti;
- Modellarli come delle membrane equivalenti;
- Modellare nel dettaglio i diversi componenti.

Per ciascuna di queste opzioni (tranne la prima, per la quale il solaio di fatto non è modellato esplicitamente) è possibile considerare per i solai sia un comportamento lineare elastico (generalmente più diffuso) che nonlineare.

L'assunzione di orizzontamenti infinitamente rigidi nel proprio piano riduce notevolmente l'onere computazionale, ma è accettabile solo nei casi in cui le sollecitazioni sono basse rispetto alla capacità del diaframma, la rigidità del solaio giustifica tale ipotesi e le connessioni sono efficaci. Nei casi in cui invece la flessibilità del solaio nel proprio piano influenza la redistribuzione delle forze sarebbe auspicabile modellare la rigidità del diaframma in maniera equivalente o attraverso gli elementi che lo costituiscono, usando elementi monodimensionali e/o bidimensionali:

- nel caso di soletta si possono utilizzare elementi finiti bidimensionali o monodimensionali lineari con rigidità elastica o fessurata.
- Nel caso del tavolato incrociato o pannelli in legno si possono utilizzare elementi finiti bidimensionali, eventualmente riducendo la rigidità degli elementi per tenere conto dello scorrimento dei collegamenti utilizzati per collegare il tavolato o i pannelli.
- Nel caso dell'acciaio, se ad esempio si usano reticolari nel piano, si possono utilizzare elementi monodimensionali.

Modelli più avanzati possono schematizzare le travi con elementi a fibra o a cerniera concentrata e la soletta con elementi bidimensionali nonlineari, tuttavia il modello nonlineare con elementi bidimensionali è molto complesso da gestire ed incrementa notevolmente l'onere computazionale. Una valida alternativa può essere quella di schematizzare la soletta con elementi biella, in modo da simulare il comportamento tirante-puntone del diaframma. Anche in questo caso la biella può essere modellata con una cerniera concentrata nonlineare o con una serie di elementi a fibra. Infine, la soletta può anche essere modellata con elementi trave lineari o nonlineari (a fibra o a cerniera concentrata) disposti a griglia.

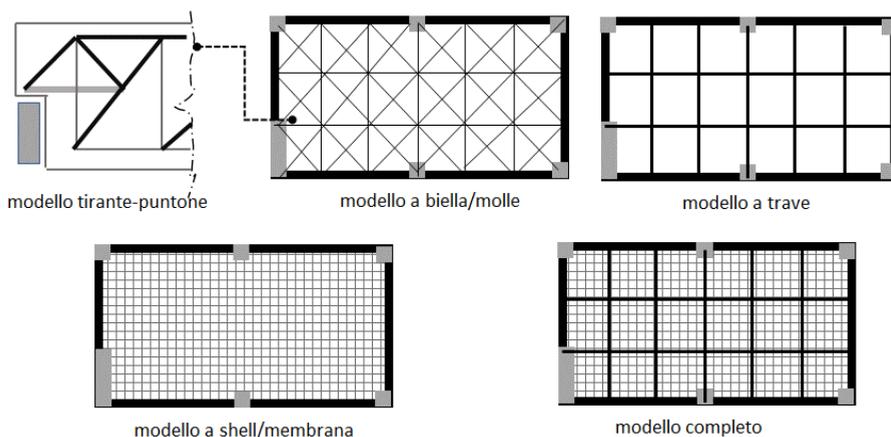


Figura 12 – Possibili approcci di modellazione dei solai

Nel caso si adotti una modellazione attraverso membrane equivalenti, punto cruciale risiede nella definizione delle proprietà di rigidità equivalenti, come ad esempio discusso nel caso delle volte in Cattari et al (2009), oppure per svariate tipologie di solai lignei nelle NZSEE (2017).

3.2 Elaborazione del modello

3.2.1 Modellazione della parete muraria

Specifici aspetti inerenti alla modellazione delle singole pareti murarie conseguono innanzitutto dalla scelta della scala di modellazione a cui operare (di materiale o di elemento strutturale), come esemplificato in **Figura 13**.

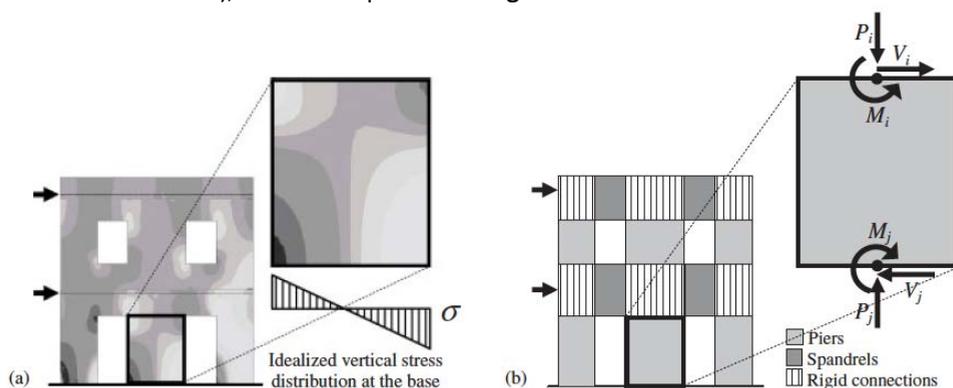


Figura 13 – Scale di modellazione della parete a livello del materiale attraverso un approccio agli elementi finiti (a) oppure direttamente a livello dei pannelli murari (b), secondo l’approccio a telaio equivalente. In (b) sono anche individuati i maschi e le fasce (figura tratta da Calderini et al. 2009)

La scelta di una modellazione a livello di elemento strutturale implica la necessità di effettuare come prima operazione la identificazione della geometria degli elementi strutturali stessi, ossia di affrontare a priori la definizione geometrica degli elementi in cui concentrare la non linearità.

Viceversa, la scelta di una modellazione a livello di materiale non implica problematiche specifiche a questo riguardo ma, d’altro canto, presuppone in generale una complessità maggiore nella calibrazione dei parametri meccanici e nell’interpretazione dei risultati, che richiede operazioni ex-post di integrazione in sezioni predefinite, ai fini di una verifica secondo i criteri adottati dalle norme (e quindi, tipicamente, in termini di sollecitazioni e non di tensioni).

Nei paragrafi seguenti tali problematiche sono quindi affrontate separatamente per i due diversi tipi di modelli, riferendosi più specificatamente a quelli a telaio equivalente (più diffusamente adottati nella pratica professionale nell’ambito dell’approccio per elementi strutturali) e a quelli al continuo.

Va precisato che l’adozione di un approccio a telaio equivalente (basato su uno schema semplificato rappresentato da un sistema di elementi monodimensionali nonlineari opportunamente orientati e connessi) per modellare la risposta sismica effettiva di una

struttura reale è da ritenersi efficace nei casi in cui la configurazione strutturale di interesse, in pianta ed in elevazione, sia ragionevolmente regolare e giustifichi tale assunzione permettendo la definizione degli elementi del telaio (secondo i criteri di seguito presentati) senza eccessive forzature. È quindi responsabilità del professionista valutare i limiti dell'approccio di modellazione adottato in relazione alle specifiche caratteristiche della struttura in esame.

3.2.1.1 *Aspetti peculiari dei modelli a telaio equivalente*

Come già menzionato, il primo aspetto che tale approccio di modellazione implica è l'identificazione della geometria degli elementi strutturali, ossia la scelta dei criteri di idealizzazione della parete in telaio equivalente. Essa costituisce una delle scelte arbitrarie che il professionista deve compiere, su cui le normative in generale non si esprimono mediante indicazioni cogenti da seguire e su cui neppure la letteratura scientifica propone regole univocamente riconosciute.

A dispetto di ciò, è importante che il professionista sia consapevole delle ripercussioni che tali scelte comportano sulla curva *pushover* ottenibile dalle analisi statiche nonlineari:

- sul ramo iniziale, ad esempio poiché la definizione delle porzioni della parete attraverso "nodi rigidi" ne altera l'effettiva rigidezza già dalle fasi di risposta iniziale elastica;
- sul taglio di base massimo, dal momento che nei criteri di resistenza dei pannelli murari entra in gioco anche la dipendenza da fattori geometrici quali la snellezza (che a parità di altri fattori possono alterare la relazione tra la previsione del taglio massimo del pannello associata alla modalità di rottura a taglio diagonale o quella a pressoflessione);
- sulla capacità di spostamento ultima - usualmente definita in corrispondenza di valori predefiniti del degrado del taglio di base rispetto a quello massimo - dal momento che il collasso dei pannelli è definito usualmente in termini di soglie di *drift* (parametro che implica la dipendenza dall'altezza del pannello).

La consapevolezza di tali ripercussioni è importante per guidare il professionista nell'esecuzione di eventuali approfondimenti (ad esempio tramite il confronto con modelli di dettaglio su porzioni *ad hoc* dell'edificio) o di analisi di sensitività mirate ad investigare gli effetti di questa incertezza di modellazione, qualora ad esempio la disposizione irregolare delle aperture renda più problematica e meno convenzionale l'identificazione dei singoli elementi strutturali.

Nel caso dei maschi murari, l'aspetto principale è quello della definizione della loro altezza efficace (h_{eff}). Diversi sono i criteri proposti in letteratura e basati su diversi principi, definiti sulla base dell'evidenza del danno osservato sia a seguito di eventi sismici reali che di campagne sperimentali eseguite in laboratorio. Primo fattore su cui tali regole si basano è l'altezza delle aperture adiacenti ai maschi (**Figura 14**). In alcuni casi, esse tengono

conto anche della mutua interazione dei pannelli di tipo maschio con le fasce adiacenti. Altre regole tengono in considerazione il fatto che la natura ciclica dell'azione sismica può indurre un danneggiamento diverso a seconda della direzione delle forze sismiche, portando così alla definizione di maschi con una geometria che varia in funzione dell'orientamento delle forze orizzontali (**Figura 15**).

Nella **Scheda di Approfondimento B – Identificazione della geometria degli elementi strutturali nei modelli a telaio equivalente** alcune delle regole suddette sono più diffusamente descritte (in particolare quelle proposte in Dolce 1991, Lagomarsino et al. 2013, Augenti 2006 e Moon et al. 2006) e poi applicate parametricamente alla **Struttura Benchmark n°4** al fine di mostrare la potenziale sensibilità dei risultati ai criteri adottati.

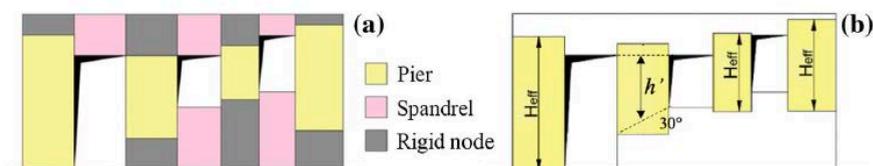


Figura 14 – Regole proposte in letteratura per definire l'altezza efficace dei maschi murari invarianti con il verso delle forze sismiche applicate: (a) Lagomarsino et al. (2013); (b) Dolce (1991) (figura tratta da Cattari et al. 2022-<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01263-1>)

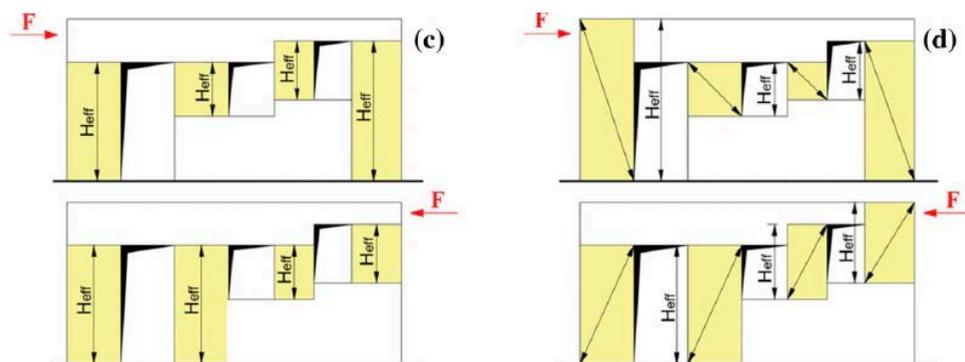


Figura 15 – Regole proposte in letteratura per definire l'altezza efficace dei maschi murari dipendenti dall'orientamento delle forze sismiche: (c) Augenti (2006) e (d) Moon et al. (2006). (figura tratta da Cattari et al. 2022-<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01263-1>)

Nel caso delle fasce, la geometria in presenza di pareti con aperture verticalmente allineate è usualmente ottenuta considerando le porzioni di muratura incluse tra di esse. In caso di aperture non perfettamente allineate in verticale, non sono proposte in letteratura regole specifiche e sistematiche supportate da studi numerici o sperimentali. Un criterio empirico che fornisce indicazioni anche in presenza di irregolarità nella

disposizione delle aperture nella parete è proposto in Lagomarsino et al (2013). In base a questo criterio, l'idea è di assumere convenzionalmente un valore medio per la lunghezza efficace L_{eff} degli elementi fascia in funzione della parte di sovrapposizione tra le aperture ai due livelli consecutivi; quando non si ha sovrapposizione o l'apertura manca del tutto, si suggerisce di assumere quella porzione di muratura come rigida.

Come già introdotto, più problematica diventa l'applicazione di tali regole o il loro adattamento nel caso di disposizioni di aperture irregolari.

Una volta definita la geometria dei pannelli in cui concentrare la non linearità, un aspetto fondamentale consegue poi dai criteri adottati per descrivere quest'ultima, per una descrizione dei quali si rimanda alle sezioni §3.1.1.1 e §3.1.1.2. Alcune casistiche proposte per le strutture benchmark (quali quella di Tipo A – con fasce non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione e quella di Tipo C – con fasce accoppiate a cordoli in c.a.) sono appositamente concepite per evidenziare la sensitività della risposta anche alla mutua interazione tra i pannelli di tipo maschio e fascia. Usualmente, nel caso dei modelli a telaio non è necessario modellare esplicitamente l'elemento architrave (seppure la presenza di un elemento efficace di tipo architrave è il requisito preliminare che presuppone la scelta di modellare esplicitamente la fascia) in quanto eventuali effetti di interazione con essa - in termini ad esempio di prefissati valori di taglio residuo - possono essere riprodotti attraverso il legame costitutivo adottato alla scala dell'elemento.

Altre scelte che possono influenzare la curva *pushover* risultante sono ad esempio associate alla lunghezza efficace assunta per i cordoli in c.a. di piano. Anche se nella realtà essi hanno una continuità, ciò non toglie che in sede di modellazione possano essere assunte lunghezze efficaci diverse, al fine di simulare diversi gradi dell'efficacia del confinamento prodotto dalle porzioni di muratura sul loro grado di vincolo. Un esempio di sensitività della risposta a questo aspetto è illustrato nel caso dell'analisi della **Struttura Benchmark n°3**.

Un ulteriore aspetto che può incidere sulla stima della capacità della parete in muratura è il contributo fuori piano in termini di rigidezza e resistenza offerto dai pannelli murari. Esso è discusso nella **Scheda di Approfondimento C – Contributo fuori piano nei modelli a telaio equivalente**.

3.2.1.2 Aspetti peculiari dei modelli al continuo

Fatti salvi alcuni aspetti generali insiti in tali approcci (quali ad esempio il controllo della sensitività della risposta all'infittimento della *mesh* adottata), la calibrazione dei parametri meccanici del materiale è il passo preliminare necessario per istituire una corrispondenza tra i parametri del materiale e il comportamento dell'elemento (la scala a

cui poi usualmente sono operate le verifiche). I parametri che solitamente devono essere tarati sono: i moduli elastici del materiale, la resistenza a compressione, la resistenza a trazione e l'energia di frattura del materiale. I valori utilizzati influiscono sulla rigidità, resistenza e deformazione ultima del maschio e della fascia in muratura. Questa fase di calibrazione è importante anche per acquisire coscienza della eventuale corrispondenza tra la risposta simulata e quella interpretata attraverso i criteri di resistenza convenzionale usualmente proposti a livello normativo (per il cui uso in generale sono disponibili valori di riferimento dei parametri meccanici proposti e per i quali non c'è sempre esatta corrispondenza con quelli poi adottati nel legame costitutivo su cui si basa il modello). Una discussione di tale aspetto è affrontata nella **Scheda di approfondimento A – Calibrazione dei parametri meccanici**.

Un aspetto molto delicato in tali approcci di modellazione è quello rappresentato dalle fasce, per le quali il modello dovrebbe includere la resistenza a trazione della muratura o essere capace di simulare i fenomeni di ingranamento e interazione nelle sezioni di estremità, nonché includere la modellazione esplicita dell'architrave. Quest'ultima è fondamentale per reggere i carichi verticali e deve poter scorrere quando la struttura è sottoposta a una sollecitazione sismica, in modo da non trasmettere azioni di trazione tra i maschi. Ulteriori approfondimenti su specifici accorgimenti relativi alla modellazione degli elementi di tipo fascia sono previsti per le revisioni future del documento.

Inoltre, il cordolo e/o le catene devono essere modellate esplicitamente attraverso elementi continui o monodimensionali.

3.2.2 Modellazione dei solai

I carichi verticali trasmessi dai solai sono solitamente computati dai *software* utilizzando dei *tools* automatici che distribuiscono automaticamente il carico gravitazionale sulle travi o direttamente sulle pareti murarie attraverso appositi algoritmi. La distribuzione può essere monodirezionale o bidirezionale; in alcuni casi è possibile anche decidere la percentuale di distribuzione nelle due direzioni. In alternativa, alcuni software richiedono (o consentono) il calcolo da parte dell'utente dei carichi da applicare nei nodi o in testa agli elementi, che presuppone quindi una scelta a discrezione del professionista.

Come già discusso al §3.1.2. diversi sono gli approcci possibili di modellazione dei solai, caratterizzati da diverso grado di accuratezza nel riprodurre i singoli elementi che li compongono. In tutti i casi, un aspetto importante è quello relativo alla rigidità equivalente riprodotta.

3.2.3 Modellazione delle connessioni (parete-parete e solaio-parete)

Due in particolari sono le tipologie di connessioni che è necessario considerare in relazione alle ripercussioni sulla risposta globale dell'edificio in muratura:

- quella tra gli elementi solaio e le pareti verticali: essa influenza la capacità di trasferire e redistribuire le azioni tra una parete e l'altra da parte del solaio sia nella fase elastica che nella fase inelastica;
- quella tra pareti verticali incidenti: essa è inerente all'accoppiamento di pareti incidenti (quali ad esempio cantonali o incroci a T in corrispondenza di pareti di spina interne). In particolare essa influenza il grado di compressione (e la sua variazione durante l'analisi) nei maschi incidenti.

Riguardo alla connessione solaio-parete, tipicamente nei modelli a telaio equivalente si tiene conto implicitamente del suo grado di efficacia nell'assegnazione delle proprietà di rigidità equivalente degli orizzontamenti; viceversa, nel caso dei modelli al continuo è possibile affrontare la modellazione della connessione ad una scala più puntuale (anche attraverso elementi interfaccia *ad hoc*).

Riguardo alla connessione parete-parete, la modellazione dovrebbe essere in grado di riprodurre la qualità dell'ammorsamento tra le pareti: quando esso risulta efficace, si realizza il cosiddetto "**effetto flangia**", ossia la possibilità di redistribuzione delle azioni (in particolare del carico assiale) tra pannelli murari incidenti; in altre parole, il pannello murario – *assunto di sezione rettangolare nel piano della parete* – può lavorare come una sezione a T o L. La porzione di pannello murario incidente collaborante è funzione dell'efficacia dell'ammorsamento.

Nel caso dei modelli a telaio, l'accoppiamento tra pareti può essere modellato attraverso diversi metodi, quali ad esempio (**Figura 16**):

- A. Condensazione del grado di libertà associato alla componente verticale di spostamento nei nodi di intersezione, alle quote di solaio.
- B. Inserimento di una o più travi di collegamento tra i nodi superiori degli assi dei maschi murari incidenti, di rigidità flessionale e a taglio opportunamente definita dal progettista (calibrata in assenza di criteri analitici rigorosi forniti in letteratura); il caso limite (superiore) è quello in cui la trave è considerata infinitamente rigida (B'). Nel caso di sezioni composte a T è sufficiente l'inserimento nel modello di una sola trave; nel caso di sezioni ad L sono invece necessarie due travi distinte, ciascuna allineata alla direzione di maggiore sviluppo longitudinale in pianta dei pannelli murari incidenti, collegate nel nodo di intersezione da una cerniera sferica (che non trasferisca quindi sollecitazioni torsionali dall'una all'altra).

- C. modifica della sezione trasversale dei maschi murari (che diventano a T o a L), tenendo conto della parte collaborante dei pannelli incidenti, che ne costituisce l'ala, definita dal progettista (l' in **Figura 16**).

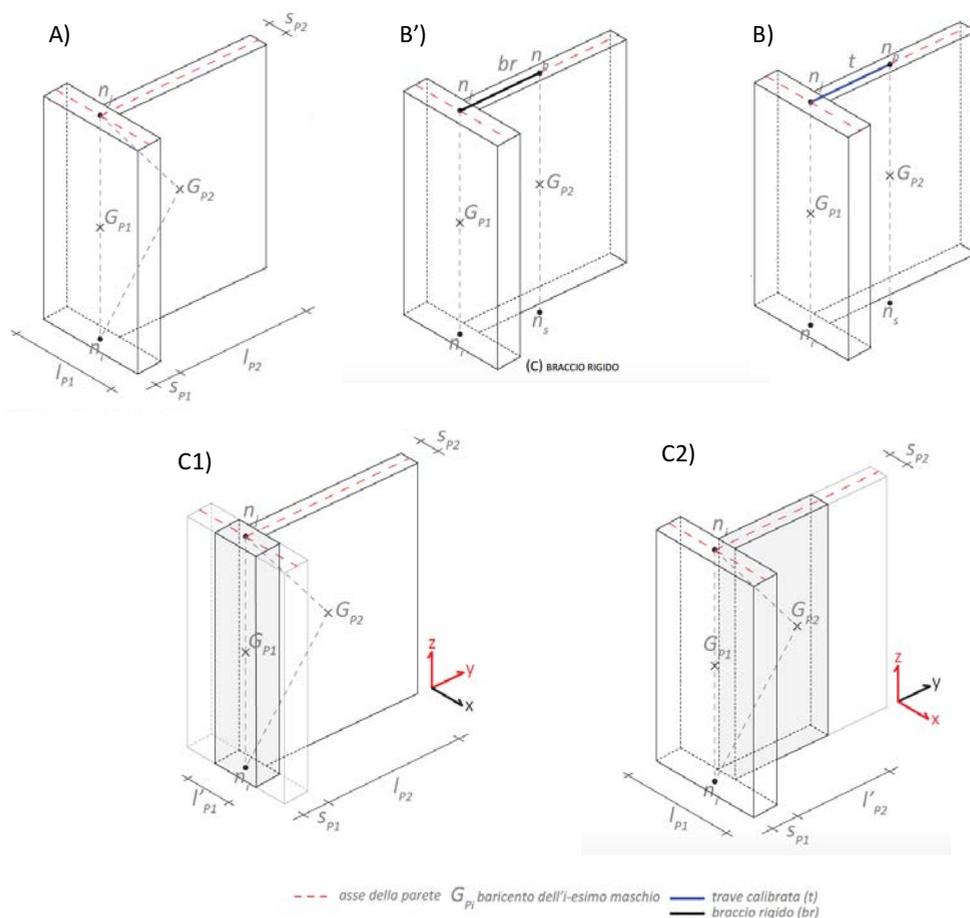


Figura 16 – Possibili modalità mediante le quali i programmi di calcolo simulano l'accoppiamento di pareti incidenti (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022- <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

Ulteriori approfondimenti su questo aspetto e sulle potenziali ripercussioni sulla risposta strutturale valutata attraverso analisi statiche nonlineari sono discusse nella **Scheda di approfondimento D – Ruolo delle modalità adottate nei modelli a telaio per gestire l'accoppiamento di pareti incidenti.**

3.3 Esecuzione dell'analisi

La soluzione lineare basata sugli spostamenti consiste nel trovare, dato un campo di forze, gli spostamenti di un sistema di equazioni mediante l'utilizzo di solutori algebrici. La soluzione, in quanto lineare, è sempre convergente, $\mathbf{P} = \mathbf{K}\mathbf{U}$.

A differenza delle analisi lineari, l'applicazione delle analisi nonlineari non è di immediata applicazione e richiede assunzioni che possono avere un impatto determinante sui risultati, come la selezione del tipo di elemento, la scelta dei criteri di convergenza, la definizione della storia di carico e del metodo di applicazione del carico, la definizione dell'input sismico, la scelta dei legami costitutivi dei materiali e la tipologia di mesh utilizzata. In aggiunta, le analisi non lineari generano una grande quantità di dati complessi da interpretare e gestire.

In particolare, per quanto riguarda i parametri di convergenza è determinante la definizione dello step di carico e del tipo di controllo effettuato sulla convergenza. Nella soluzione nonlineare la forza non è più proporzionale allo spostamento ma è una funzione dello spostamento che dipende dalla storia di carico, $\mathbf{P} = \mathbf{f}(\mathbf{U}, \text{storia})$ come indicato in **Figura 17**.

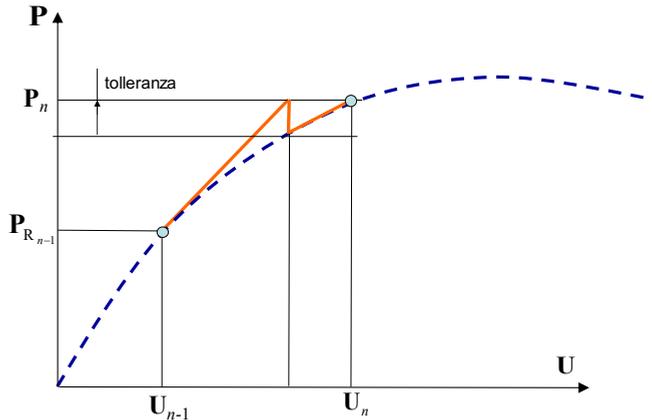


Figura 17 – Esempio di soluzione iterativa

La ricerca della soluzione è iterativa e termina quando lo scarto fra la forza resistente interna \mathbf{P}_R e la forza applicata \mathbf{P} risulta inferiore a una quantità definita dall'utente chiamata tolleranza, tol: $\mathbf{P}_R - \mathbf{P} \leq \text{tol}$.

Ci sono molteplici solutori non lineari a disposizione, alcuni dei quali sono discussi brevemente al §5.1.

Riguardo le modalità di applicazione delle forze orizzontali, nei modelli a telaio usualmente esse sono applicate direttamente nei nodi alla quota degli impalcati.

Nel caso dei modelli al continuo, viceversa, la distribuzione delle forze è solitamente rappresentata come una forza di volume, assegnata agli elementi finiti, ed è quindi distribuita su tutti i nodi della struttura (non solo quindi a livello dei nodi del solaio); in alternativa però le forze possono anche essere applicate in modo concentrato a livello della quota degli impalcati. Anche la modalità di applicazione delle forze laterali influenza la risposta della struttura in termini sia di capacità che di spostamento. La sensibilità della risposta a tale fattore è discussa nella **Scheda di approfondimento E – sensibilità della curva pushover all'applicazione delle azioni concentrate a livello di piano o distribuite**.

3.4 Fasi di verifica

3.4.1 Aspetti peculiari dei modelli FEM al continuo

Come illustrato nella **Scheda di approfondimento A**, i parametri richiesti nell'input del modello continuo influenzano la curva di capacità dell'elemento in termini di rigidità, di resistenza e di drift ultimo. Visto che la taratura è molto complessa, è fondamentale assicurarsi che la capacità e il drift del singolo pannello rientri in intervalli accettabili e riscontrabili attraverso i dati disponibili in letteratura. Le incertezze legate ai parametri da utilizzare, combinate con le incertezze legate al modello matematico complesso, devono essere valutate con attenzione, possibilmente sviluppando diversi modelli per valutare l'incidenza che le varie ipotesi hanno sui risultati. È quindi molto utile effettuare dei controlli a posteriori, ai fini di valutare l'affidabilità della soluzione con calcoli e controlli manuali semplificati.

Inoltre è opportuno richiamare che il formato di verifica usualmente adottato in ambito normativo fa riferimento a grandezze valutate alla scala dei pannelli, pertanto per finalizzare la verifica è necessario eseguire rielaborazioni ex-post dei risultati (scegliendo sezioni prefissate in cui effettuare operazioni di integrazione o interpretando le modalità di danno occorse).

L'adozione di modelli al continuo con legami costitutivi non lineari può portare, in alcuni casi, ad ottenere curve taglio-spostamento che non presentano un marcato ramo di *softening*, rendendo in tal modo difficile l'individuazione dello spostamento ultimo attraverso gli approcci globali usualmente proposti dalle normative, ossia ad esempio in corrispondenza di prefissati valori della riduzione del taglio di base. È necessario pertanto ricorrere a criteri alternativi, come ad esempio quelli adottati nell'ambito delle analisi discusse nel presente documento e chiariti al §5.2.

Un'ulteriore difficoltà può risiedere nella rielaborazione dei risultati per il confronto con i modelli a telaio equivalente per quanto riguarda la restituzione del quadro del danno ai

diversi passi di analisi, inteso come gravità e tipologia di danneggiamento subito. Infatti, i modelli al continuo possono ottenere informazioni spesso molto dettagliate (posizione e ampiezza delle fessure, localizzazione delle porzioni danneggiate in ogni pannello murario, ecc.), che non sono in genere facilmente confrontabili in modo univoco con i quadri di danno semplificati ottenibili mediante modelli a telaio equivalente.

3.4.2 Aspetti peculiari dei modelli a telaio

Oltre al ruolo giocato dai diversi aspetti specifici della modellazione discussi ai paragrafi precedenti che possono influenzare la curva pushover risultante dall'analisi, ai fini della verifica è necessario tenere presente che le normative spesso non definiscono tramite criteri cogenti il calcolo di tutte le grandezze di riferimento.

Un esempio è rappresentato dal criterio da adottare per il calcolo della variabile *drift*, per la quale le normative usualmente definiscono soglie limite differenziate in ragione della modalità di rottura prevalente attivata nei pannelli. Questo è un parametro chiave, specialmente nei modelli a telaio equivalente, nel definire lo spostamento ultimo del sistema dal momento che dal raggiungimento di tali soglie dipende la definizione della condizione di collasso degli elementi.

Se nel caso di schemi statici ideali, quale ad esempio quello in cui le rotazioni sono bloccate ad entrambi gli estremi, la definizione di tale grandezza è univoca (rapporto tra lo spostamento orizzontale relativo delle sezioni di estremità e l'altezza efficace del pannello), più arbitraria diventa la modalità con cui possa essere tenuto in conto il contributo delle rotazioni.

Su questo i software di calcolo spesso adottano soluzioni differenti, che possono portare ad una maggiore dispersione dei risultati ottenibili in relazione alla capacità di spostamento ultimo, come discusso anche nei risultati delle strutture benchmark analizzate dal §5.4 al §5.7.

BIBLIOGRAFIA CITATA NEL TESTO

- Anthoine, A., Magonette, G., Magenes, G. 1994. Shear compression testing and analysis of brick masonry walls. *10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, 1657-1662.
- Augenti, N., 2006. Seismic behavior of irregular masonry walls. *1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland.
- Beyer K., Dazio A. 2012. Quasi-static cyclic tests on masonry spandrels, *Earthquake Spectra* 28(3). 907-929. doi:[10.1193/1.4000063](https://doi.org/10.1193/1.4000063)
- Beyer K., Mangalathu S. 2013. Review of strength models for masonry spandrels. *Bull Earth Eng*, 11. 521–542.
- Beyer K. 2012. Peak and residual strengths of brick masonry spandrels, *Engineering Structures*. 41. 533-547

- Brignola A, Pampanin S, Podestà S (2012) Experimental evaluation of the in-plane stiffness of timber diaphragms, *Earthquake Spectra*, 28(4), pp. 1687-1709.
- Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S., 2009. In-plane strength of unreinforced masonry piers, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(2): 243-267.
- Calderoni, B., Cordasco, E.A., Lenza, P. (2010) Il comportamento strutturale delle fasce di piano degli edifici in muratura soggetti ad azioni orizzontali: indagine sperimentale, *Ingegneria sismica*, Patron editore, n°4/2010, pp. 49-70
- Casagrande, D., Giongo, I., Pederzoli, F., Franciosi, A., Piazza, M., 2018. Analytical, numerical and experimental assessment of vibration performance in timber floors, *Engineering Structures*, 168, 748-758.
- Cattari S., Lagomarsino S., Resemini S. (2011). Il ruolo delle volte nella risposta sismica degli edifici in muratura, pag. 211- 270, in “*Archi e volte in zona sismica – Meccanica delle strutture voltate*” a cura di A.Borri e L.Bussi, Ed. Doppiavoce Napoli, ISBN 978-88-89972-28-1
- Cattari, S., Magenes, G. (2022) Benchmarking the software packages to model and assess the seismic response of unreinforced masonry existing buildings through nonlinear static analyses. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>
- Cattari, S., Calderoni, B., Calì, I., Camata, G., de Miranda, S., Magenes, G., Milani, G., Saetta, A. (2022) Nonlinear modeling of the seismic response of masonry structures: critical review and open issues towards engineering practice. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01263-1>
- D’Altri, A., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G., de Miranda, S., 2020, Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures: Review and Classification, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 27(4),1153-1185.
- Dolce, M., 1991. Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche, *L’industria delle costruzioni*, 25 (242), 44-57.
- Gattesco, N., Clemente, I., Macorini, L., Noè, S., 2008. Experimental investigation on the behaviour of spandrels in ancient masonry buildings, 14th WCEE, Beijing, China
- Graziotti, F., Magenes, G., Penna, A., 2012. Experimental cyclic behaviour of stone masonry spandrels, 15th *World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa. PT.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S., 2013. TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry

- buildings, *Engineering structures*, 56, 1787-1799.
- Lourenço, P.B., 2002. Computations on historic masonry structures, *Progress in Structural Engineering and Mat.*, 4(3), 301-319.
 - Magenes, G., Calvi, G.M., 1997. In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 26: 1091-1112.
 - Moon, F.L., Yi, T., Leon, R.T., Kahn, L.F., 2006. Recommendations for Seismic Evaluation and Retrofit of Low-Rise URM Structures, *Journal of Structural Engineering*, 132 (5), 663-672.
 - NZSEE 2017. Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes – Part C8. Unreinforced Masonry Buildings. Accessed at: <http://www.eq-assess.org.nz/new-home/part-c/c8/> .
 - Ottonelli, D., Manzini, C.F., Marano, C., Cordasco, E.A., Cattari, S. (2022) A comparative study on a complex URM building: part I—sensitivity of the seismic response to different modelling options in the equivalent frame models. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>
 - Roca, P., Cervera, M., Griup, G., Pelà, L., 2010. Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17 (3), 299-325.
 - Rossi, M., Calderini, C., Lagomarsino, S., 2016. Experimental testing of the seismic in-plane displacement capacity of masonry cross vaults through a scale model, *Bulletin of earthquake engineering*, 14,1,261-281.
 - Scott, M.H., Fenves, G.L., 2006. Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements, *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, No. 2.
 - Scott, M., Filippou, F., 2007. Response Gradients for Nonlinear Beam-Column Elements under Large Displacements, *Journal of Structural Engineering-ASCE*. 133. 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:2(155).
 - Spacone, E., Ciampi, V., Filippou, F.C., 1996. Mixed formulation of nonlinear beam element, *Comput Struct*, 58(1): 71–83.
 - Spacone, E., Filippou, F.C., Taucer, F.F., 1996. Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames. Part I. Formulation, *Earthquake Eng Struct Dyn*, 25: 711–725.

4 CRITERI DI CONTROLLO DELL’AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

L’affidabilità del modello numerico di una struttura e dei risultati delle analisi svolte su di esso con qualsiasi *software* è primariamente correlata al livello di conoscenza dell’analista in relazione alla funzionalità del programma e al loro corretto uso al fine di simulare le caratteristiche peculiari della costruzione esaminata. In molti casi, ad esempio, i *software* propongono settaggi di default di cui l’analista deve essere consapevole per interpretare correttamente i risultati ed eventualmente – ove possibile e necessario – modificarli. Il riesame della documentazione e della manualistica a corredo dei *software* costituisce in tal senso il primo passo per il loro corretto utilizzo. La realizzazione di modelli anche molto semplici – come alcune delle strutture benchmark proposte – può essere di ausilio per verificare di avere correttamente interpretato tale manualistica e le varie opzioni disponibili, consentendo un’interpretazione più facile e immediata dei risultati.

Fatta salva questa premessa, nel seguito sono suggeriti alcuni controlli che possono essere adottati al fine di procedere al controllo dell’affidabilità dei risultati ottenuti, per alcuni dei quali sono poi proposte anche alcune esemplificazioni attraverso l’analisi delle strutture benchmark o nelle schede di approfondimento.

In particolare appare utile distinguere:

- i. controlli mirati a verificare la coerenza tra i dati inseriti in fase di input e i risultati prodotti in output;
- ii. controlli mirati a verificare la corretta implementazione operata nel *software* delle formulazioni dichiarate;
- iii. confronti tra i risultati numerici e soluzioni di riferimento analitiche valutate attraverso metodi approssimati.

Per quanto riguarda i primi (i), è possibile innanzitutto effettuare un controllo sulla massa totale della struttura. A tal fine è utile procedere ad un calcolo manuale separato della massa distinguendo i vari contributi, ad esempio:

- in relazione alle diverse tipologie strutturali (muratura, solai, cordoli, elementi in legno o altro);
- all’interno della stessa tipologia, distinguendo sotto-tipologie opportune (ad esempio differenti tipologie di murature);
- distinguendo per livello di piano i contributi calcolati.

Distinguere i vari contributi può essere utile anche per operare controlli più mirati sul modello strutturale qualora si osservino scostamenti significativi (in generale appare ragionevole considerare una tolleranza – positiva o negativa – del 5%).

La **Scheda di approfondimento F** propone l’esemplificazione del calcolo manuale della

massa nel caso delle strutture benchmark n°3, 4 e 5 usata poi nei confronti e controlli illustrati dal §5.5 al §5.7.

Tra i secondi (ii), il requisito minimo è che il *software* descriva il comportamento della muratura e dei pannelli murari in accordo alle formulazioni dichiarate ed eventualmente a più precise indicazioni fornite dalla normativa adottata ai fini della verifica.

Ad esempio, nel caso di idealizzazione della risposta dei pannelli murari tramite *comportamento bilineare elastico perfettamente plastico* possono essere svolti controlli nei riguardi:

- del taglio resistente massimo ($V_{e,u}$);
- della rigidità iniziale (e quindi noto $V_{e,u}$, del valore dello spostamento in corrispondenza dello snervamento);
- dello spostamento ultimo, nel caso in cui sia implementata dal programma in modo automatico la condizione di collasso per raggiungimento del drift ultimo;
- della coerenza tra taglio resistente massimo e modalità di danno occorsa.

Le casistiche proposte attraverso la **struttura benchmark n°1** (singolo pannello) sono appunto finalizzate a costituire uno strumento di ausilio in tale senso. La **Scheda di approfondimento G** chiarisce tutti i calcoli analitici che possono essere di supporto per operare tali controlli di coerenza.

L'analisi del singolo pannello può costituire un utilissimo esempio da sviluppare anche nel caso di altri approcci di modellazione – come quelli al continuo o elementi discreti piani – al fine di procedere ad una più consapevole calibrazione dei parametri su cui il legame impiegato si basa e valutare come la risposta simulata si ponga rispetto a formulazioni più semplificate ma su cui spesso si basano i criteri di verifica adottati nei documenti normativi. La **Scheda di approfondimento A** affronta tali tematiche.

Nel caso in cui la nonlinearietà sia gestita attraverso cerniere plastiche è utile effettuare controlli sulla corretta interazione tra le caratteristiche della sollecitazione Sforzo Normale e Momento Flettente (N-M) e tra Sforzo Normale e Taglio (N-V); tale interazione deve essere garantita durante tutta l'analisi al passo e al variare dei diversi stati in cui si trova la cerniera. La **Scheda di approfondimento H** esemplifica come tale verifica possa essere operata.

Infine, per quanto riguarda i terzi (iii), è utile confrontare la curva pushover ottenuta attraverso l'analisi eseguita con il software con stime analitiche dei limiti superiori e inferiori della soluzione. La **Scheda di approfondimento I** propone il calcolo analitico di un limite superiore alla soluzione numerica secondo l'ipotesi ideale "*shear type*" nel caso delle strutture benchmark n°3, 4 e 5.

5 ANALISI DELLE STRUTTURE BENCHMARK

5.1 Quadro delle caratteristiche dei software adottati

Ai fini dell'analisi della risposta delle strutture benchmark introdotte al §2 e i cui risultati sono presentati in maniera più estesa dal §5.3 al §5.8, allo stato attuale della ricerca, sono stati impiegati in maniera più sistematica **nove** programmi di calcolo, disponibili anche a livello professionale, di cui: **due** operano nell'ambito della modellazione al continuo ad *elementi finiti*; **uno** della modellazione ad *elementi discreti piani*; **sei** della modellazione per *elementi strutturali* (in particolare secondo l'approccio a telaio equivalente).

I due *software* che operano nell'ambito della modellazione ad elementi finiti adottano:

- in un caso (ABAQUS Release 6.19), un legame costitutivo isotropo con plasticità e danno implementato su un modello 3D solido della struttura, attraverso elementi finiti tetraedrici a quattro nodi (Lee e Fenves 1998, Castellazzi et al. 2018);
- nell'altro (MIDAS FEA 2016), un legame costitutivo nonlineare di tipo "Total Strain Crack Model", assumendo fissato il sistema di riferimento a fessurazione avvenuta, denominato "fixed crack model" (Midas FEA 2016, che implementa il modello basato su Vecchio e Collins 1986, Selby e Vecchio 1993).

I pannelli murari sono modellati con elementi finiti tridimensionali, in ABAQUS, ed elementi bidimensionali piastra, in MIDAS FEA (secondo la classificazione introdotta in Figura 5 al §3.1). Per ulteriori approfondimenti, relativi ai parametri specifici necessari per descrivere il comportamento della muratura secondo tali legami, ed in particolare agli aspetti relativi alla loro calibrazione, si rimanda alla **Scheda di approfondimento A**.

Il *software* che opera per elementi discreti piani (3DMacro, il cui motore di calcolo fa riferimento ai lavori di Calì et al. 2009 e Calì et al. 2012), adotta una formulazione a macro-elementi in cui le differenti modalità di rottura sono gestite da diversi tipi di molle nonlineari. I pannelli sono descritti da elementi bidimensionali discreti (**Figura 5** al §3.1). L'accoppiamento di pareti incidenti è gestito attraverso opportuni "elementi d'angolo", caratterizzati da elementi prismatici rigidi connessi tramite interfacce (calibrabili dall'utente) agli altri elementi incidenti nei nodi di intersezione. I solai possono essere modellati come lastre ortotrope o, alternativamente, adottando la soluzione ideale di infinita rigidità. Il programma consente di considerare anche il contributo fuori piano di rigidità e resistenza dei pannelli. L'algoritmo di convergenza impiegato nelle analisi nonlineari è quello event-to-event.

Nell'ambito poi delle **Schede di Approfondimento C e D** dell'**Allegato II** sono stati impiegati due ulteriori *software*, uno che opera nell'ambito della modellazione al continuo ad elementi finiti (LUSAS 2001) e uno della micro-modellazione (OpenSees3.0.3 con pre e post-processore Scientific Toolkit for Opensees (STKO)), ossia in cui i singoli

componenti che costituiscono il materiale muratura (blocchi e malta) sono modellati in maniera esplicita. Per la descrizione delle ipotesi su cui essi si basano si rimanda alle Schede suddette.

Infine, i software afferenti alla modellazione a telaio equivalente descrivono la risposta dei pannelli murari attraverso elementi monodimensionali di tipo trave. Nello specifico, sono stati utilizzati i seguenti codici: AEDES PCM 2018; ANDILWall Release 3.1.0.2 e PRO_SAM Release 20.7.0 (il primo, distribuito fino al 2017 da CRSoft, attualmente non è più commercializzato ed è stato sostituito dal secondo, distribuito dal 2019 da 2Si; il motore di calcolo di entrambi i programmi è SAM-II, che fa riferimento ai lavori di Magenes et al. 2006 e Manzini et al. 2019); CDS (CDMaWin 2018); 3Muri Release 10.9.1.7 (distribuito da STA.Data, il cui motore di calcolo fa riferimento al lavoro di Lagomarsino et al 2013); MIDAS Gen (che utilizza la formulazione della cerniera proposta in Spacone et al. 2007, Spacone et al 2008); SAP 2000 (Release 18). Il legame nonlineare adottato è di tipo a plasticità concentrata “zero length”, bilineare elastico-perfettamente plastico con limitazione in spostamento, salvo il caso del software MIDAS Gen per il quale, oltre a questa formulazione, è stato impiegato anche un approccio a fibre con plasticità distribuita, ai fini della simulazione della risposta a pressoflessione delle sezioni (Figura 5 al §3.1).

Limitatamente alla struttura benchmark n°6, i modelli sono stati prodotti con le versioni aggiornate di alcuni *software* secondo Circolare 2019 delle NTC2018.

Per le motivazioni già introdotte al §1, i risultati sono presentati nel seguito in forma anonima, omettendo l’associazione esplicita del singolo risultato con il *software* che l’ha prodotto. La tabella seguente chiarisce il colore assegnato ai software nel corpo del testo generale del documento dichiarandone esclusivamente la categoria di appartenenza (per elementi strutturali oppure al continuo ad *elementi finiti* o ad *elementi discreti piani*, raggruppati questi ultimi in un’unica categoria). Questo colore è quello adottato poi nella rappresentazione dei risultati illustrati dal §5.3 al §5.8; inoltre nella discussione dei risultati si farà più sinteticamente riferimento a **Gruppo 1** per i *software* che adottano un approccio per elementi strutturali e **Gruppo 2** per tutti gli altri.

Tabella 3 – Legenda di colore associata ai software impiegati nella ricerca.

Approccio di modellazione	Software (SW)	Colore
Gruppo 1 Per elementi strutturali - a Telaio equivalente	SW1	
	SW2	
	SW3	
	SW4	
	SW5	
	SW6	
	SW7	
Gruppo 2 Al continuo ad Elementi finiti e Elementi discreti piani	SW8	
	SW9	
	SW10	

La seguente tabella riepiloga i *software* impiegati per l’analisi delle strutture benchmark proposte.

Tabella 4 – Riepilogo dei software impiegati nell’analisi delle strutture benchmark proposte

Struttura benchmark	Gruppo 1							Gruppo 2		
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SW7	SW8	SW9	SW10
1 - Singolo pannello	X	X		X	X			(*)	(*)	(*)
2 - Trilite	X	X		X	X		X	X(**)		X(**)
3 - Parete 2D multipiano	X	X	X	X	X	X	X			
4 - Edificio monocellula bipiano	X	X	X	X	X	X	X			X(**)
5 - Edificio complesso	X	X	X		X	X	X	X(**)	X(**)	X(**)
6 - Edificio complesso	X	X				X	X			
(*) questi risultati sono discussi nella Scheda di approfondimento A- Calibrazione dei parametri meccanici										
(**) le analisi sono state svolte limitatamente al caso C										

Il fatto che non tutti i *software* siano stati impiegati per l’analisi di tutte le strutture benchmark (o di tutte le varianti proposte per ciascuna di esse) riflette lo stato di avanzamento progressivo della ricerca che è ancora in corso (ad esempio, la disponibilità di alcuni software è avvenuta successivamente all’avvio dell’attività). Inoltre, con riferimento ai risultati ottenibili con i software del Gruppo 2, nel presente documento sono riportati esclusivamente quelli che si riferiscono all’analisi del Caso C (ossia con

cordoli accoppiati alle fasce): è rimandata quindi ad una versione successiva del documento l'approfondimento degli aspetti citati al §3 relativi all'interazione della fascia con altri componenti (architrave, solai) quando assenti altri elementi resistenti a trazione accoppiati.

In merito ai *software* afferenti alla modellazione a telaio equivalente, e rispetto all'inquadramento generale introdotto al §3, nel seguito è fornito una descrizione delle opzioni di modellazione che essi consentono di gestire.

Poiché l'analisi specifica delle caratteristiche del singolo software esula dalle finalità del presente documento, i dati sono presentati in maniera aggregata in relazione a diversi fattori che intervengono nella modellazione (F_{Mi}): nei grafici seguenti (Figure da 1 a 3), in particolare, per ciascuno dei fattori di modellazione analizzati è riportata la ricorrenza delle alternative che i programmi di calcolo consentono di gestire; in alcuni casi, sono messe in evidenza anche le opzioni assunte di default, precisando quando queste siano editabili dall'utente.

Sebbene non esaustivo, il campione di programmi impiegato può essere ritenuto sicuramente rappresentativo degli strumenti impiegati (ad oggi) nella pratica professionale in Italia.

Obiettivi primari del quadro presentato sono:

- delineare un prospetto che possa guidare l'analista nell'approfondimento delle ipotesi sulle quali si basa il software impiegato, per promuoverne un utilizzo più consapevole;
- fornire all'analista/lettore una fotografia delle opzioni più ricorrenti con le quali è possibile interfacciarsi quando si affronti la modellazione di un edificio in muratura. Al riguardo, è importante precisare che gli strumenti *software* sono in continua evoluzione e che l'analisi qui illustrata si riferisce alle versioni dei programmi sopra menzionate.

Più nello specifico, i fattori di modellazione analizzati riguardano:

- alcuni **aspetti generali**, relativi alla gestione da parte dei programmi di calcolo (**Figura 18**)
 - o delle modalità di idealizzazione in telaio equivalente (F_{M1}).
Come discusso al §3, la definizione della geometria degli elementi nei quali concentrare la nonlinearietà costituisce il primo passo dell'approccio di modellazione a telaio equivalente. Tutti i software adottati consentono completa libertà all'utente nel definire la soluzione ritenuta più idonea; mentre in alcuni casi tale operazione è gestita direttamente dall'utente (2 su 6), in altri (4 su 6) i programmi di calcolo forniscono anche l'implementazione automatica di alcuni criteri proposti in letteratura (poi

comunque editabili). Per ulteriori approfondimenti sull'incidenza che l'adozione di diversi criteri per la definizione dell'altezza dei maschi murari può comportare sui risultati si rimanda alla **Scheda di approfondimento B**.

- delle modalità adottate per gestire l'accoppiamento tra pareti incidenti (F_{M2}).

Come discusso al §3.2.3, la flessibilità su questo aspetto è molto importante per descrivere, da un lato, diversi livelli di efficacia dell'ammorsamento tra pareti e, dall'altro, il cosiddetto "effetto flangia". Nella maggior parte dei casi (4 su 6) i programmi di calcolo impiegati assumono di default un perfetto accoppiamento cinematico dei pannelli incidenti (conseguito tramite diverse soluzioni, quali l'inserimento nel modello a livello di ciascun piano di link rigidi o travi di rigidità estremamente elevata a collegamento degli elementi murari, oppure la condensazione diretta dei gradi di libertà). In tutti i casi in cui è presente questa opzione di default, essa è comunque editabile: in 3 casi su 4 consentendo di passare alla soluzione in cui l'efficacia dell'accoppiamento è gestita attraverso travi di rigidità equivalente definita dall'utente; in un caso fornendo la sola possibilità di eliminare i bracci rigidi (e quindi declassare il perfetto accoppiamento alla condizione di ammorsamento nullo). Nella maggior parte dei casi (5 su 6) la condizione di accoppiamento è quindi gestibile attraverso elementi travi di rigidità opportuna, mentre in un solo caso essa è simulata definendo a cura dell'utente la parte collaborante dei pannelli incidenti. Per ulteriori approfondimenti sul ruolo di questo fattore sulla risposta strutturale si rimanda alla **Scheda di approfondimento D**.

- della modalità adottata per convertire i carichi agenti sui solai in quelli concentrati nei nodi (F_{M3}).

In metà degli strumenti analizzati (3 su 6) la conversione è operata automaticamente dal programma sulla base dei dati in input forniti dall'utente (ossia entità dei carichi a m^2 gravanti sul solaio e direzione di orditura); in 2 è richiesta la definizione delle aree di competenza per ciascun elemento; infine in un caso sono previste entrambe le opzioni, poi alternativamente adottate in funzione della tipologia di solaio (mono- o bi-direzionale).

- dei criteri di modellazione dei solai (F_{M4}), con particolare riferimento alla possibilità di tenere conto della loro effettiva rigidità nel piano e, conseguentemente, delle modalità di trasferimento e redistribuzione delle azioni sulle pareti.

Nella maggior parte dei casi (4 su 6) i programmi consentono di modellare i solai come lastre ortotrope, anche se in alcuni casi (2 su 4) l'opzione di

default adottata dal software è quella di rigidità infinita. In due casi (2 su 6), i solai sono simulati come infinitamente rigidi tramite opportuno vincolo cinematico e l'unica alternativa è non considerarne affatto il contributo di rigidità.

- della possibilità o meno di tenere conto del contributo fuori piano dei pannelli murari (F_{M5}).

Nella maggior parte dei casi (5 su 6) i programmi di calcolo consentono di tener conto di questo contributo alla risposta globale della struttura. Quando considerato, in 2 casi l'attivazione o disattivazione del contributo fuori piano è gestita direttamente dal software sulla base della selezione da parte dell'utente dell'apposita opzione dedicata; viceversa, negli altri casi il contributo è tenuto in conto di default e la sua disattivazione è attuata dall'utente tramite l'inserimento di opportuni "releases" (ossia il rilascio di specifici gradi di libertà sugli elementi).

- dell'algoritmo di convergenza adottato (F_{M6}).

Nella maggior parte dei casi (5 su 6) è implementata la strategia Newton-Raphson (con differenti criteri), mentre in un solo caso è utilizzato l'approccio event-to-event.

- le ipotesi adottate per la **modellazione dei pannelli murari (Figura 19)** (F_{M7} per i maschi e F_{M8} per le fasce):

- nei riguardi del legame costitutivo, che risulta in tutti i casi di tipo a plasticità concentrata "zero length", salvo in un caso nel quale, per la simulazione della risposta a flessione dei maschi, è possibile adottare anche un approccio a fibra.

Nella maggior parte dei casi, le proprietà della cerniera plastica sono definite automaticamente dal software sulla base dei dati in input forniti dall'utente, salvo in un caso, in cui esse devono essere assegnate direttamente dall'utente.

- nei riguardi della dipendenza dei domini di resistenza dallo sforzo normale (N).

Nella maggior parte dei casi (5 su 6) il taglio resistente dell'elemento (minimo tra quelli associati alle differenti modalità di rottura considerate) è calcolato sulla base dello sforzo normale corrente agente nell'elemento; solo in un caso è a discrezione dell'utente assumere la resistenza dell'elemento come invariante (calcolata sulla base dello sforzo normale risultante dopo l'applicazione alla struttura dei carichi gravitazionali anziché rispetto alla variazione dello stato di compressione assiale).

- nei riguardi della formulazione adottata per il calcolo del drift (F_{M9}).

Nella metà dei casi (3 su 6) il calcolo è svolto depurandolo dal contributo delle rotazioni di estremità di elemento (per evitare che, nel caso di un elemento soggetto ad una rotazione rigida, siano imputate all'elemento deformazioni angolari). Negli altri casi, sono adottati approcci diversificati quali: il calcolo del drift come semplice rapporto tra la differenza degli spostamenti di estremità e l'altezza dell'elemento (quindi non depurato dalle rotazioni); il calcolo della rotazione della corda; l'attribuzione di un limite alla componente di rotazione plastica.

- specificatamente nel caso delle fasce, nei riguardi della definizione della loro geometria (a) e delle modalità di gestione del parametro H_p (b); quest'ultimo parametro è considerato nel solo caso in cui la fascia sia accoppiata ad un altro elemento ad asse orizzontale resistente a trazione (H_p , si ricorda, è definito come il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente e il valore limite $0.4f_{mh}ht$, essendo, rispettivamente, f_{mh} la resistenza media a compressione della muratura in direzione orizzontale, h l'altezza e t la profondità della sezione trasversale della fascia muraria).

Riguardo al primo aspetto (a), sono state investigate le soluzioni adottate dai software in relazione al fatto che la fascia sia spezzata o meno in corrispondenza della quota di solaio e sia quindi modellata mediante un unico elemento o due elementi accoppiati (evidentemente, approfondire questo aspetto ha senso nel solo caso in cui lo spessore e le proprietà meccaniche delle porzioni sopra e sotto finestra siano identiche; in caso contrario, infatti, la modellazione del pannello murario mediante due elementi distinti sarebbe d'obbligo). Nella maggior parte dei casi (5 su 6) i programmi di calcolo consentono la flessibilità nella scelta da parte dell'utente (anche se, in due casi, è prevista una soluzione di default adottata dal software, poi editabile); in un caso, invece, le fasce sono sempre spezzate dal software in corrispondenza della quota del solaio.

Riguardo il secondo aspetto (b), è stato rilevato che nella metà dei casi (3 su 6) il valore di H_p è calcolato automaticamente dal software sulla base delle proprietà assegnate per gli eventuali elementi accoppiati alla fascia (quindi, ad esempio, nel caso di presenza di un cordolo, sulla base delle armature longitudinali predisposte per tale elemento), mentre nell'altra metà l'utente è tenuto a definire direttamente il valore del parametro da impiegare per il calcolo dei domini di resistenza della fascia.

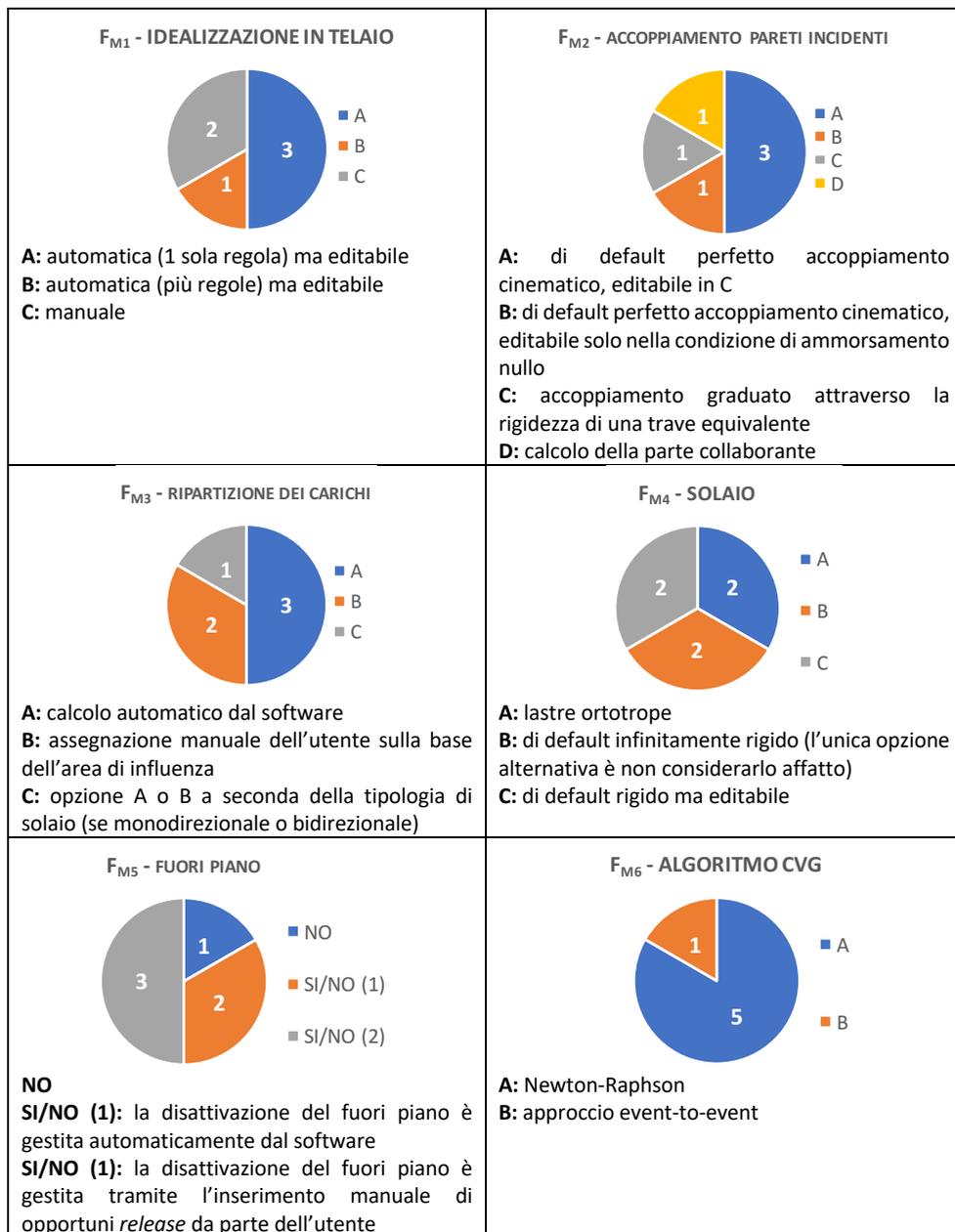
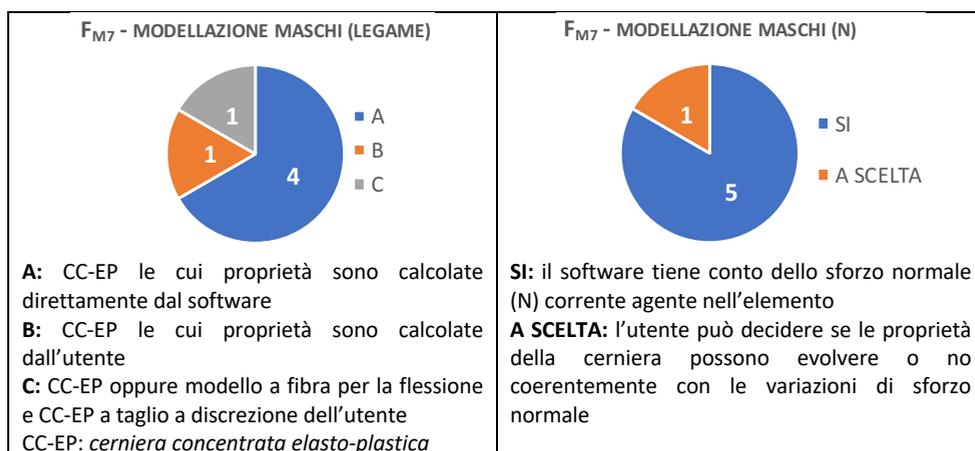


Figura 18 – Quadro delle opzioni/ipotesi di modellazione adottate dai *software* a telaio equivalente impiegati nella ricerca: *aspetti generali* (figura riadattata da Cattari e Magenes 2022-<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>)

- le ipotesi adottate per la **modellazione di altri elementi strutturali**, quali le travi in calcestruzzo armato (**Figura 20**) (F_{M10}):
 - o nei riguardi del legame costitutivo adottato, se lineare o nonlineare. Tutti i software consentono di modellare le travi in calcestruzzo armato come nonlineari, tipicamente attraverso un approccio a plasticità concentrata e in alcuni anche con approccio distribuito (a fibre). In alcuni casi (2 su 6) l'adozione di un legame nonlineare è operata implicitamente dal programma di calcolo ma subordinata all'effettiva assegnazione in input dei dati sulle armature.
 - o nei riguardi della lunghezza efficace assunta (solo nel caso dei cordoli). Nella maggior parte dei casi (5 su 6) la lunghezza efficace del cordolo è editabile dall'utente (perché assegnata manualmente oppure modificabile a partire da lunghezze di default proposte dal software); in un solo caso, invece, il software adotta una lunghezza pari alla distanza tra i nodi su cui l'elemento incide, senza possibilità di modifica.

Dal quadro fornito emerge una certa flessibilità nelle opzioni che i *software* gestiscono. Questo ha consentito, nella ricerca svolta, di operare effettivamente - in merito a buona parte dei fattori - "a parità di modellazione" (scelta adottata per le motivazioni introdotte al §2).

Emerge altresì come i *software*, in molti casi, adottino soluzioni di default (nella maggior parte dei casi editabili da parte dell'utente) non sempre analoghe, che potrebbero portare (più o meno consapevolmente) a soluzioni differenti da parte di analisti diversi chiamati ad analizzare la stessa struttura.



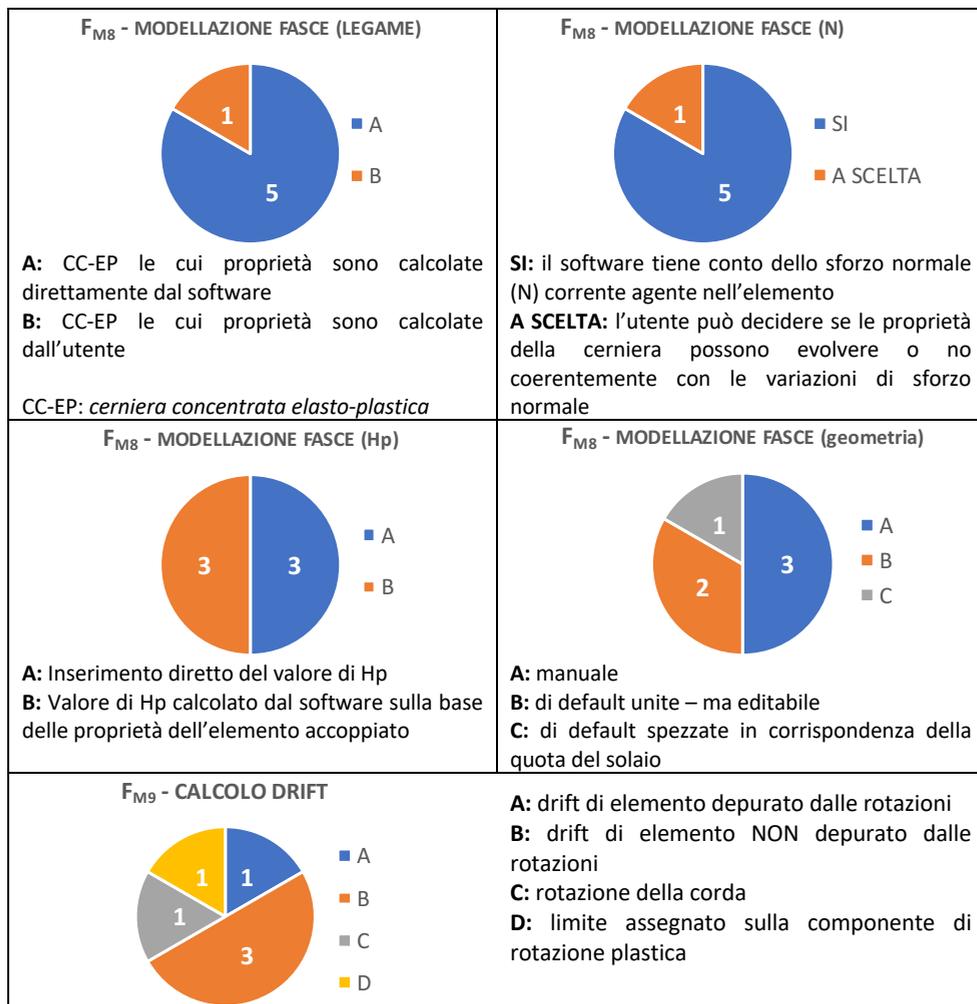


Figura 19 - Quadro delle opzioni/ipotesi di modellazione adottate dai software a telaio equivalente impiegati nella ricerca: *modellazione dei pannelli murari* (figura riadattata da Cattari e Magenes 2022- <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>)

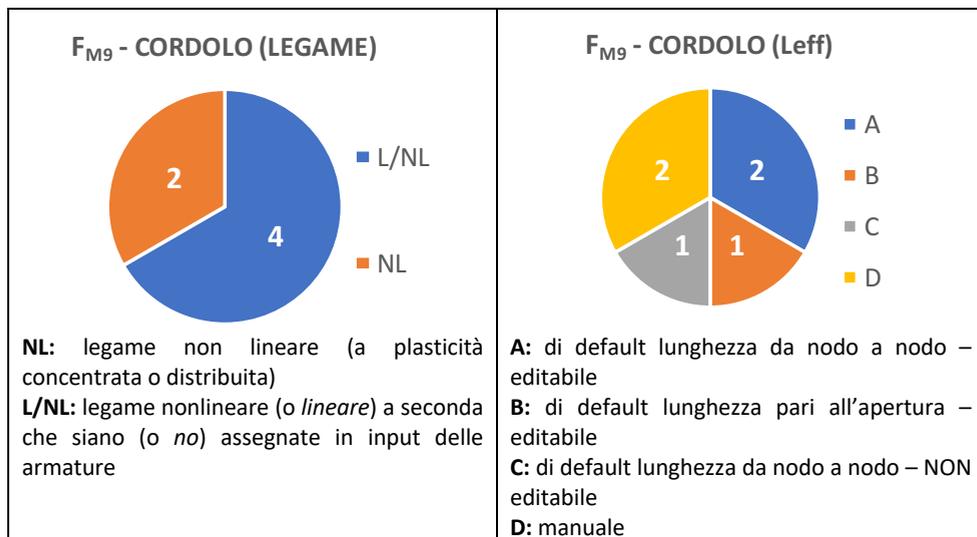


Figura 20 - Quadro delle opzioni/ipotesi di modellazione adottate dai *software* a telaio equivalente impiegati nella ricerca: *modellazione di altri elementi strutturali quali le travi in calcestruzzo armato* (figura riadattata da Cattari e Magenes 2022-
<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>)

A valle del confronto svolto tra i fattori di modellazione, si chiarisce che nel caso dei *software* che operano nell’ambito della modellazione a telaio equivalente per analisi svolte “a parità di ipotesi di modellazione” si intende:

- avere adottato i medesimi criteri di idealizzazione in telaio delle pareti, ossia la stessa geometria dei maschi e fasce murarie (secondo le indicazioni fornite nelle rispettive schede dell’**Allegato I**);
- avere considerato perfetto il grado di accoppiamento tra le pareti. Nella **Scheda di approfondimento D** è chiarito in dettaglio come questa equivalenza possa essere garantita al variare delle diverse modalità con cui i *software* gestiscono l’accoppiamento;
- avere assunto i medesimi criteri per l’assegnazione dei carichi;
- avere assunto i solai rigidi nel loro piano;
- avere disattivato (o trascurato, a seconda delle modalità di gestione del *software*) il contributo fuori piano delle pareti;
- in relazione al legame costitutivo di elemento, avere assunto gli stessi parametri meccanici di resistenza e i medesimi valori per tutte le grandezze che concorrono a definirne la capacità;
- in relazione alla presenza di altri elementi strutturali accoppiati alla fascia, quali ad esempio cordoli in c.a., avere assunto le medesime grandezze che concorrono

a definirne la capacità e la stessa lunghezza efficace (secondo le indicazioni fornite nelle rispettive schede dell'[Allegato I](#)).

5.2 Modalità di rappresentazione adottate nei confronti ed interpretazione dei risultati

L'esecuzione delle analisi numeriche sulle strutture *benchmark* proposte, congiuntamente ad un processo di controllo qualificato dei risultati, ha consentito di definire un intervallo di variazione atteso dei risultati, con il quale il professionista possa confrontarsi quando riproduca gli esempi proposti con il programma commerciale da lui impiegato e che potrà essere assunto come primo riferimento per valutare l'affidabilità della soluzione numerica ottenuta.

A tale scopo, sono stati delineati specifici criteri di rappresentazione e modalità di confronto dei risultati che, al contempo, consentano di garantire la forma di associazione anonima con i relativi *software*.

Ove possibile, come nel caso della struttura *benchmark* n°1 (singolo pannello) analizzata con modelli a trave dei pannelli murari, il risultato numerico è stato confrontato con soluzioni analitiche di riferimento, costituite dai criteri di resistenza ([Scheda di approfondimento G](#)).

Nei casi più complessi, invece, anche quando si operi "a parità di ipotesi di modellazione", non è possibile definire una soluzione esatta e calcolabile analiticamente in modo rigoroso, poiché molteplici sono i fattori che influenzano il risultato finale, quali ad esempio:

- la variazione dello sforzo normale agente sugli elementi strutturali, che implica la variazione al passo del taglio massimo resistente;
- l'interazione tra maschi e fasce murarie, che implica - a seguito della plasticizzazione di queste ultime - una variazione dello schema statico dei maschi durante l'analisi;
- il modello resistente e deformativo della fascia, del cordolo, della catena e degli elementi composti;
- l'ingresso in fase non lineare degli elementi, governato da vari fattori che rendono non univoca la soluzione, quali i parametri che regolano la convergenza (precisione, numero di sottopassi, numero massimo di iterazioni consentite) e gli algoritmi implementati per operare la correzione non lineare.

In alternativa quindi, per le strutture più complesse sono stati forniti: procedure di controllo dei risultati; stime dell'intervallo di variazione attesa della soluzione; calcolo del limite superiore della soluzione effettiva facendo riferimento ad approcci semplificati.

Ad esempio, nella **Scheda di approfondimento I** è riportata la soluzione analitica sviluppata nei casi delle strutture benchmark n°3 (parete 2D multipiano), n°4 (edificio 3D monocellula bipiano) e n°5 (edificio 3D complesso), nell'ipotesi di schema ideale "*shear type*", atta a costituire il limite superiore della soluzione numerica relativa ai casi effettivi proposti (almeno in relazione al taglio massimo alla base ed alla rigidità elastica delle strutture). L'assunzione semplificativa di bloccare le rotazioni a livello di piano rende la soluzione indipendente dall'interazione tra maschi e fasce: in questo caso, infatti, lo schema statico dei maschi è noto a priori (con punto di flesso a metà altezza dell'elemento).

Nel seguito, si riportano un elenco dei parametri adottati a riferimento nei confronti ed i criteri convenzionali assunti per la loro determinazione (§5.2.1).

5.2.1 Parametri utilizzati nei confronti

I confronti sono stati svolti avvalendosi primariamente dei risultati delle seguenti tipologie di analisi:

- *Analisi in controllo di forze* per l'applicazione dei carichi gravitazionali;
- *Analisi statiche non lineari* (ASNL), eseguite senza tener conto (in via semplificata) degli effetti dell'eccentricità accidentale aggiuntiva, al variare di due diverse distribuzioni di forze. In particolare, sono state considerate la distribuzione proporzionale alle masse (indicata nel seguito come "uniforme") e quella proporzionale a ciascun livello delle strutture al prodotto delle masse per le relative quote (indicata nel seguito come "triangolare inversa"). Nel caso delle strutture *benchmark* 3D, le analisi sono state eseguite secondo le direzioni ed i versi indicati nelle rispettive schede, ritenuti di volta in volta più rappresentativi per l'analisi della risposta strutturale.

A partire dai risultati delle analisi numeriche, ed al variare della complessità dei casi benchmark, sono state estratte le grandezze necessarie ad operare confronti tra i diversi software in relazione ai seguenti parametri:

- Massa totale [kg].
- Sforzo normale agente nei maschi del piano terra a seguito della sola applicazione dei carichi gravitazionali.
- Variazione percentuale rispetto al valore medio di riferimento del valore dello sforzo normale agente nei maschi del piano terra a seguito della sola applicazione dei carichi gravitazionali.
- Evoluzione dello sforzo normale in corrispondenza della sezione centrale e del taglio nei maschi del piano terra.
- Curve taglio – spostamento dei maschi del piano terra.

- Curve *pushover* di parete, riportanti in ordinata il taglio di base equilibrato dalla singola parete in esame e in ascissa lo spostamento alla sommità della stessa; le curve sono estratte dai risultati di analisi condotte - a seconda della struttura benchmark - su modelli 2D o 3D.
- Curve *pushover* globale, riportanti in ordinata il taglio di base globale della struttura e in ascissa lo spostamento in sommità, definito convenzionalmente, tra i possibili approcci, come media degli spostamenti dei nodi dell'ultimo livello pesata rispetto alla corrispondenti masse.
- Curve bilineari equivalenti delle curve *pushover*.
- Variazione percentuale rispetto al valor medio "di riferimento" delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente (rigidezza K , taglio di base V_y , spostamento ultimo d_u).
- Modalità di rottura predetta dai *software* in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u per i maschi e per le fasce ai diversi livelli.

I parametri sono stati selezionati per analizzare la risposta strutturale ed eseguire i confronti tra i software a diverse scale: a livello di singolo elemento (caratteristiche di sollecitazione generalizzate: taglio, sforzo normale e momento flettente), di parete (curva *pushover*) e globale (massa, curva *pushover*).

Il confronto in termini di curve *pushover* globali risulta particolarmente rilevante, dal momento che è sulla base di tali curve che è effettuata la verifica di sicurezza sismica, nel caso di esecuzione di analisi statiche non lineari. Al fine di quantificare come eventuali differenze nella curva *pushover* prodotta da diversi software per una stessa struttura possano riflettersi nel calcolo dell'indice di sicurezza, nel caso della struttura benchmark n°5 è stato operato anche il confronto tra i valori dell'accelerazione massima compatibile con il raggiungimento di prefissati livelli prestazionali.

Come già precisato, l'analisi di una stessa struttura benchmark con differenti *software* consente di definire un intervallo di riferimento della soluzione attesa, con il quale il professionista possa confrontarsi (**Figura 21c**). Il calcolo, per alcune grandezze (quali lo sforzo normale ed i parametri rappresentativi della curva bilineare equivalente alla curva *pushover globale*), della variazione percentuale rispetto ad un valore medio "di riferimento" sopperisce all'impossibilità, nel caso delle strutture benchmark più complesse, di calcolare valori analitici rigorosamente corretti, consentendo così di quantificare la dispersione dei risultati numerici ottenuti.

Nello specifico, tali valori medi "di riferimento" sono stati stimati come media semplice delle previsioni offerte dai diversi *software*, assumendo che tutti avessero lo stesso livello di affidabilità; tale valore di riferimento non ambisce quindi a rappresentare il valore rigoroso esatto. Solo in casi limitati – precisati nel dettaglio della discussione dei risultati presentata dal §5.3 al §5.7 – alcuni risultati sono stati esclusi dal calcolo dalla media, perché ritenuti non affidabili a causa di problemi di controllo della convergenza della soluzione o di raggiungimento delle condizioni alla scala di elemento (tipicamente:

raggiungimento dei limiti deformativi associati ai meccanismi di danneggiamento attivati) non considerate da uno specifico *software* in maniera consistente agli altri. Al riguardo è opportuno precisare che i risultati ottenuti riflettono la versione del software impiegata e precisata al §5.1; poiché i software sono uno strumento in continua evoluzione, non è escluso che alcune incongruenze o problemi rilevati possano essere stati risolti in versioni successive più aggiornate.

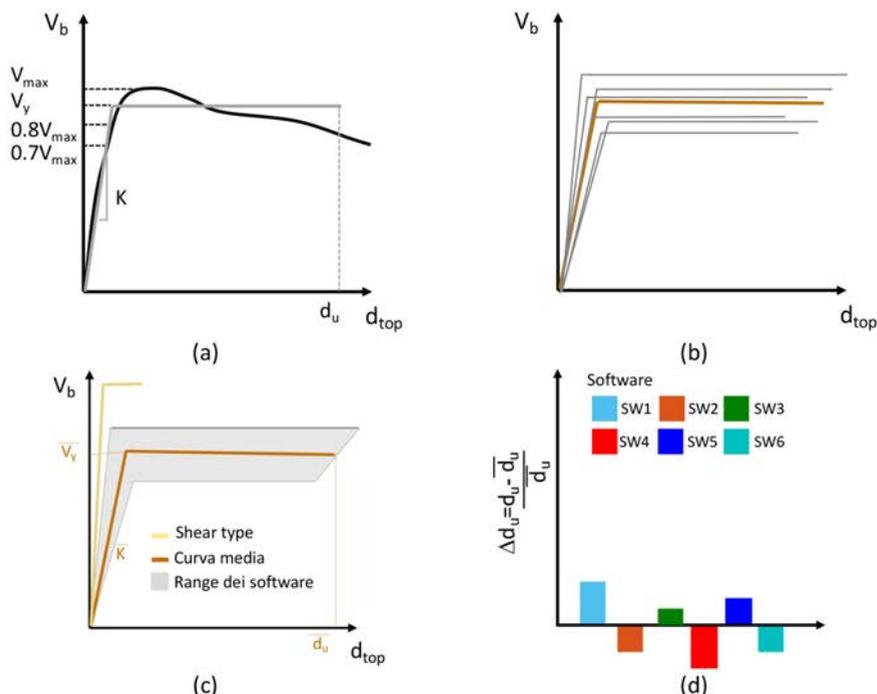


Figura 21 – (a) Conversione della curva pushover nella curva bilineare equivalente (definita dalle tre grandezze K_s , V_y , d_u); (b) Confronto delle curve bilineari ottenute dai diversi *software* (in arancione quella corrispondente all’assunzione dei valori medi di riferimento per le grandezze che la definiscono); (c) Utilizzo dei risultati al fine della definizione di un intervallo di riferimento atteso della soluzione e stima dell’upper-bound analitico; (d) Rappresentazione grafica della variazione percentuale del parametro strutturale rispetto al valore medio stimato dai *software* di un gruppo (ad esempio: lo spostamento ultimo della curva bilineare equivalente) (figura riadattata da Cattari e Magenes 2022- <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>)

I valori medi di riferimento sono stati calcolati suddividendo i *software* in due gruppi: quelli operanti nell’ambito dell’approccio a *telaio equivalente* (**Gruppo 1**) e quelli operanti nell’ambito dell’approccio ad *elementi finiti* (*FEM*) oppure ad *elementi discreti piani* (**Gruppo 2**). Nella rappresentazione dei risultati, in alcuni casi gli esiti ottenuti dai *software* appartenenti al Gruppo 2 sono stati confrontati con la stima del valore medio ottenuto

dai *software* appartenenti al Gruppo 1; questa scelta è stata adottata a soli fini comparativi e non sottintende ad alcun giudizio di merito sull'affidabilità dell'uno o l'altro approccio di modellazione.

Nel solo caso delle strutture benchmark n°5 e n°6, oltre alle analisi sopra introdotte, è stata svolta anche l'*analisi modale*, al fine di confrontare i dati relativi ai primi dieci modi propri di vibrare, in termini di:

- Periodi.
- Masse partecipanti nelle direzioni principali.
- Componenti degli autovettori in prefissati punti della struttura (questi ultimi sono stati concordati in modo tale da potere ricostruire le forme modali, ancorché in modo approssimato).

Nel seguito, sono chiariti più dettagliatamente i criteri convenzionali assunti per la valutazione dei parametri suddetti, quando abbiano richiesto operazioni di rielaborazione.

In particolare, sono fornite indicazioni più specifiche in merito:

- alla restituzione ed al confronto del danno simulato;
- al calcolo della curva bilineare equivalente;
- al calcolo dell'accelerazione massima compatibile con prefissati livelli prestazionali;
- alla capacità a taglio dei pannelli murari di tipo maschio;
- alla capacità a taglio dei pannelli murari di tipo fascia.

Restituzione e confronto del danno simulato

Si premette che la restituzione ed il confronto del danno sono stati svolti esclusivamente con riferimento alle analisi condotte mediante i *software* che operano nell'ambito della modellazione a telaio equivalente, poiché (come già illustrato al precedente §3.3) l'interpretazione del quadro del danno nel caso dei modelli ad elementi finiti risulta complessa e, in molti casi, l'attribuzione di una unica modalità di danneggiamento risulta convenzionale e limitativa alla scala dei pannelli (nei quali spesso si riconoscono piuttosto modalità di danno miste).

La restituzione della evoluzione durante l'analisi del quadro di danno è stata effettuata indicando - per ogni elemento strutturale incluso nel modello della struttura benchmark considerata (maschi, fasce, cordoli) - la gravità e la tipologia di danneggiamento rilevate. Tali dati sono stati acquisiti, in particolare, in corrispondenza di tre passi identificati sulla curva di capacità, ritenuti significativi dell'evoluzione della risposta strutturale:

- raggiungimento del 50% del taglio di base massimo;
- picco della curva di capacità (corrispondente al taglio di base massimo);
- raggiungimento del decadimento del taglio di base pari al 20%.

I dati sono stati raccolti in formato tabellare, avendo definito appositi codici identificativi di ciascuna condizione di danno (**Figura 22b/c**), e quindi processati come di seguito indicato, al fine di presentare i risultati in forma anonima ed aggregata.

Secondo la legenda illustrata in **Figura 22b** ed in accordo all'adozione di un legame costitutivo non-lineare di tipo "elastico-perfettamente plastico", sono state distinte le condizioni di raggiungimento della massima resistenza ("plastico") e di superamento delle condizioni deformative limite, definite in termini di drift ("rottura"), al variare della modalità di danno registrata, fra quelle previste per gli elementi ("taglio" e "pressoflessione").

Più nello specifico, nel caso degli elementi in muratura sono stati previsti i seguenti possibili stati dell'elemento strutturale:

- E: fase elastica;
- PF-P: passaggio in fase plastica a seguito di attivazione della modalità di danneggiamento per pressoflessione (superamento della resistenza);
- R(PF)- P: rottura per modalità di danneggiamento per pressoflessione (superamento del limite deformativo);
- V-P: passaggio in fase plastica a seguito di attivazione della modalità di danneggiamento per taglio-diagonale (superamento della resistenza);
- R(V)- P: rottura per modalità di danneggiamento per taglio-diagonale (superamento del limite deformativo);
- T-P: rottura per trazione dell'elemento, considerato non reagente nel seguito dell'analisi (superamento della resistenza);
- MISTA: modalità di rottura mista (contemporaneità di stati associati a differenti meccanismi, in condizione plastica o di rottura)

Nel caso degli elementi in c.a., sono stati invece definiti i seguenti possibili stati:

- E: fase elastica;
- PF-P: passaggio in fase plastica a seguito di attivazione della modalità di danneggiamento per pressoflessione (superamento della resistenza);
- R(PF)- P: rottura per modalità di danneggiamento per pressoflessione (superamento del limite deformativo);
- R(V)- P: rottura per modalità di danneggiamento per taglio.

In alcuni casi nella discussione dei risultati è presentata la restituzione del danno a livello di parete secondo la legenda così definita, in altri – per brevità in questa prima versione del documento – si è deciso di operare attraverso una rappresentazione di confronto del danno più sintetica.

In particolare, in questo secondo caso, per ogni elemento di ciascuna parete delle strutture benchmark considerate è stata quantificata la ricorrenza di ciascuno dei suddetti possibili stati, registrata ai passi di analisi assunti come riferimento mediante i diversi *software* utilizzati.

La **Figura 22d** chiarisce la modalità di rappresentazione adottata: in ascissa sono riportati gli elementi strutturali (a titolo di esempio: maschi e fasce) della parete illustrata in **Figura 22a**; per ognuno dei possibili stati di ciascun elemento (secondo la legenda dei colori rappresentata in **Figura 22b**) è indicato in ordinata il numero di *software* che lo ha predetto. Nel caso di perfetto accordo tra le previsioni dei diversi *software*, per ciascun elemento sarà segnalato un unico stato con una ricorrenza pari al numero totale di *software* considerati.

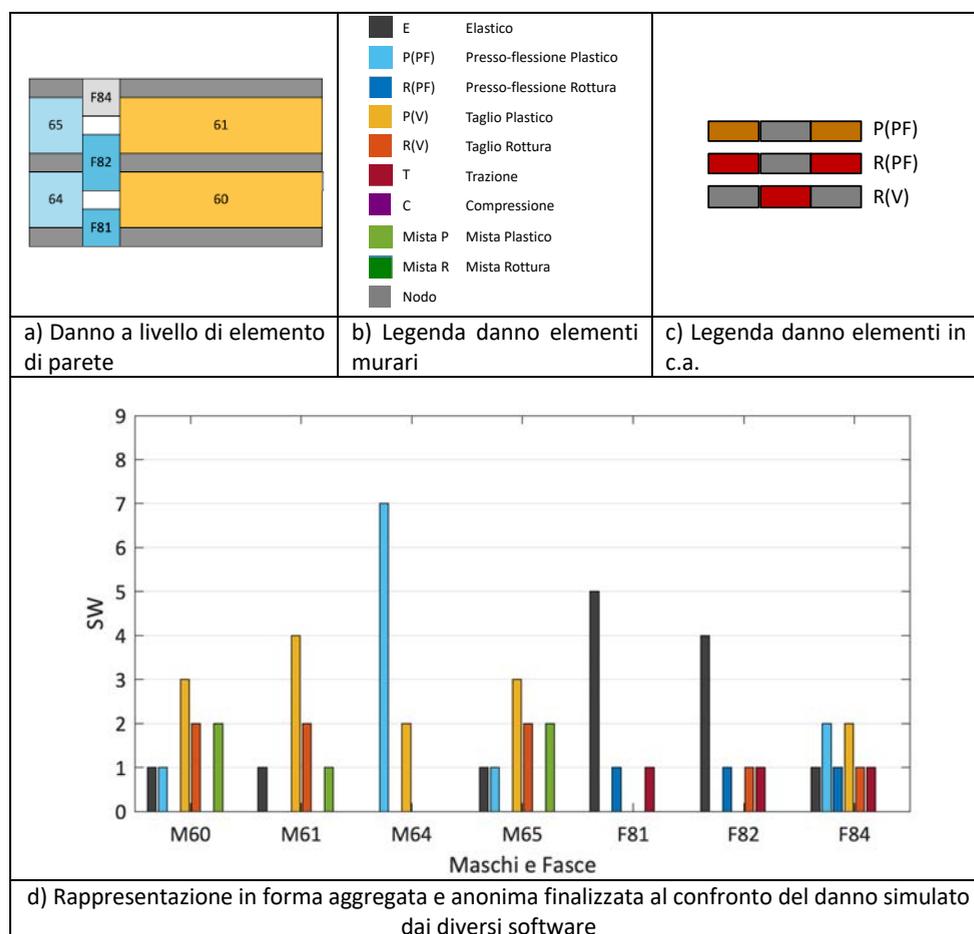


Figura 22 – Modalità di confronto adottata per il danno simulato dai diversi *software*

Calcolo della bilineare equivalente

I tre parametri (rigidezza K , taglio a snervamento V_y , spostamento ultimo d_u) che definiscono le caratteristiche della curva bilineare equivalente alla curva di capacità sono state definite a partire dalle corrispondenti curve *pushover globali*, adottando i seguenti criteri:

- la rigidezza K è stata valutata imponendo il passaggio della curva bilineare equivalente per il punto della curva *pushover* corrispondente al taglio alla base pari 70% del valore massimo;
- lo spostamento ultimo d_u è stato individuato in corrispondenza del decadimento del 20% del taglio alla base rispetto al valore massimo; questo livello di spostamento è assunto come rappresentativo della condizione di Stato Limite Ultimo (SLU);
- il taglio alla base a snervamento V_y è stato infine determinato imponendo l'eguaglianza delle aree sottese dalla curva *pushover* originaria e dalla curva bilineare fino allo spostamento ultimo.

L'adozione di modelli al continuo con legami costitutivi non lineari può portare, in alcuni casi, ad ottenere curve taglio-spostamento che non presentano un marcato ramo *softening*, rendendo in tal modo difficile l'individuazione dello spostamento ultimo secondo un criterio basato sul controllo del decadimento del taglio di base oltre prefissate soglie. Trovandosi, in alcuni casi per i modelli del **Gruppo 2**, in questa situazione si è assunto in alternativa come spostamento ultimo della struttura quello corrispondente al raggiungimento del drift ultimo stabilito dalla normativa per un "numero significativo" di maschi murari (**Figura 23**). Il drift è valutato ex-post sulla base dei risultati dell'analisi implicando operazioni di integrazione e la scelta di sezioni di riferimento.

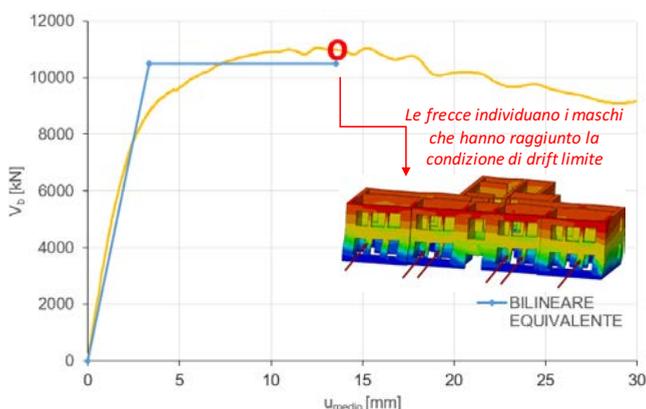


Figura 23 – Esempificazione della modalità di definizione della condizione di spostamento ultimo adottata in alcuni casi per i modelli del **Gruppo 2**

Calcolo dell'accelerazione massima compatibile con prefissati livelli prestazionali

I parametri descrittivi la curva bilineare equivalente costituiscono un elemento fondamentale ai fini della verifica di una struttura in caso di analisi statica non lineare. Tuttavia, per finalizzare la verifica, ad esempio in termini di accelerazione massima compatibile con prefissati stati limiti ($a_{g,SL}$), sono necessari ulteriori passaggi:

- l'estrazione dai risultati dell'analisi numerica dei parametri necessari alla conversione del sistema reale a più gradi di libertà (MDOF) nell'oscillatore ad un solo grado di libertà equivalente (SDOF);
- la definizione di una forma spettrale di riferimento;
- la scelta dell'approccio di calcolo della domanda attesa e di riduzione dello spettro elastico (ad esempio, mediante l'utilizzo di spettri anelastici, come proposto in Fajfar 2000, oppure di spettri sovrasmorzati, come discusso in Freeman 2004);
- la definizione del livello prestazionale (stato limite) di riferimento.

In particolare, ai fini del calcolo qui presentato è stato adottato il Metodo N2 (proposto in Fajfar 2000 e corrispondente al Metodo A delle NTC2018 ed all'approccio impiegato nell'Eurocodice 8 2004), assumendo a riferimento il raggiungimento della condizione di SLU, definita come sopra esposto in corrispondenza dello spostamento d_u .

Coerentemente con tale approccio:

- sono state estratte dai risultati delle analisi numeriche condotte con i diversi *software* le grandezze Γ ed m^* , necessarie alla conversione del sistema MDOF nel sistema SDOF equivalente ($A_y = V_y/\Gamma m^*$; $d_u^* = d_u/\Gamma$);
- è stato calcolato il periodo proprio T^* del sistema SDOF;
- è stata calcolata la accelerazione spettrale corrispondente allo SLU mediante le seguenti formule:

$$T^* \leq T_C \quad a_{g,SLU} = \frac{F_y^*}{F_0 S \eta m^*} \left[1 + \frac{T^*}{T_C} \left(\frac{d_u^* m^*}{F_y^* (T^*/2\pi)^2} - 1 \right) \right] \quad (2)$$

$$T^* > T_C \quad a_{g,SLU} = \frac{d_u^* (2\pi)^2}{F_0 S \eta T^* T_C} \quad (3)$$

Per l'applicazione delle espressioni precedenti, è necessario definire la forma spettrale che individui i fattori F_0 , S e T_C ; a titolo di esempio, sono stati assunti i seguenti valori: $F_0 = 2.363$; $S = 1.52$; $T_C = 0.714$. Sul valore finale di $a_{g,SLU}$ incidono infatti anche il valore di T_C , periodo che separa le regioni dello spettro caratterizzate da accelerazione e velocità costanti ed il rapporto di T^* con questo periodo di riferimento (in particolare: il fatto che T^* sia minore o maggiore di T_C).

Le espressioni di cui sopra possono essere adottate anche per il calcolo della accelerazione massima compatibile con altri livelli prestazionali particolarizzando il valore dello spostamento considerato; in particolare nei risultati presentati al §5.7 oltre a considerare il livello prestazionale associato d_u è stato considerato anche quello corrispondente al raggiungimento del taglio V_y .

Capacità a taglio degli elementi murari di tipo maschio

Come già illustrato al §3.1.1, la risposta dei pannelli murari è influenzata e descritta da molteplici fattori e diversi sono i livelli di accuratezza con cui essa può essere descritta. Uno dei più semplici e comuni approcci, adottato a livello professionale ed in particolare nell'ambito dei modelli a telaio equivalente, è quello di idealizzare il comportamento reale dei pannelli murari attraverso un modello a trave non-lineare con comportamento bilineare di tipo "elastico-perfettamente plastico", nel quale la capacità ultima di spostamento a collasso è definita in termini di deformazione angolare (drift).

Tale idealizzazione presuppone di assumere:

- un modello per il calcolo della rigidezza, in funzione delle proprietà geometriche, meccaniche e delle condizioni di vincolo assunte;
- criteri di resistenza atti ad interpretare le diverse modalità di danno del pannello previste in termini di resistenza massima (limitazione delle sollecitazioni generalizzate dell'elemento);
- soglie limite per il drift.

Diverse sono le possibili scelte che si potrebbero operare nei riguardi di ciascuno di questi aspetti, come testimoniato ad esempio dalla diversificazione dei criteri di resistenza assunti a riferimento nelle normative a carattere nazionale ed internazionale (NTC2018, Eurocodice 8-3, NZSEE 2015, ASCE 41-13 2014).

La struttura benchmark n°1 (differenziata nei casi a) e b): singolo pannello in muratura di pietra o mattoni) si presta, per la sua semplicità, alla esecuzione dei controlli di coerenza in merito alla corretta implementazione del comportamento bilineare "elastico-perfettamente plastico".

In particolare, ai fini dei controlli di coerenza presentati al §5.3, sono stati assunti i seguenti criteri:

- la **rigidezza** (K_e) è stata calcolata sulla base della teoria della trave elastica deformabile a taglio secondo la formulazione di Timoshenko, usualmente adottata nei programmi di calcolo per l'implementazione della matrice di rigidezza. Secondo tale approccio, gli effetti associati al degrado per parzializzazione della sezione sono tenuti in conto in modo convenzionale

adottando dei valori di rigidezza rappresentativi di condizioni fessurate, riducendo convenzionalmente le proprietà della sezione (momento di inerzia, area a taglio) oppure i moduli elastici E e G del materiale.

- Il **taglio ultimo** è stato calcolato facendo riferimento ai seguenti criteri:
 - o nel caso di modalità di danno a pressoflessione, calcolando il momento resistente ultimo M_u delle sezioni di estremità nelle ipotesi di trascurare il contributo di resistenza a trazione della muratura e di assumere un diagramma convenzionale delle tensioni di tipo stress block nello spigolo compresso; il momento ultimo M_u è correlato al taglio (V_u^{pf}) nota la luce di taglio, cioè la posizione del punto di flesso rispetto alla sezione di verifica considerata (queste assunzioni sono coerenti con il criterio adottato anche nelle NTC2018 al §7.8.2.2.1);
 - o nel caso di modalità di danno per taglio-scorrimento su sezione parzializzata (V_u^{ts}), facendo riferimento ad un criterio alla Mohr-Coulomb per i giunti di malta, imponendo una limitazione convenzionale alla resistenza per tenere conto di altre modalità di rottura che possano interessare i blocchi; la risultante è calcolata facendo riferimento alla sola lunghezza compressa della sezione, la cui valutazione presuppone di adottare precise ipotesi sulla distribuzione delle tensioni. Nel caso in esame sono state adottate le ipotesi di trascurare il contributo di resistenza a trazione della muratura e di considerare un diagramma lineare delle tensioni; è stato inoltre adottato un valore convenzionale del coefficiente d'attrito pari a 0.4 (queste assunzioni sono coerenti con il criterio di resistenza proposto nelle NTC2018 al §7.8.2.2.2);
 - o nel caso della modalità di danno per taglio per fessurazione diagonale (V_u^{td}), assumendo il criterio originariamente proposto in Turnsek e Sheppard (1980) e poi ripreso in Benedetti e Tomazevic (1984), il quale ipotizza convenzionalmente un comportamento isotropo della muratura e che la massima resistenza nel pannello sia raggiunta quando nel suo centro la massima tensione principale raggiunge il proprio valore limite f_t , assunto convenzionalmente pari a τ_{od} (il criterio adottato è coerente con quello proposto per le costruzioni esistenti in muratura nella Circolare delle NTC2018 al §C8.7.1.3.1.1);
 - o il calcolo del taglio ultimo ($V_{e,u}$) è stato poi finalizzato considerando il valore minimo tra due criteri, ossia il minimo tra la previsione associata alla modalità di danno per pressoflessione e quella di volta in volta considerata per interpretare la risposta a taglio (secondo le modalità per scorrimento oppure per fessurazione diagonale).
- Le soglie di **drift ultimo** sono state assunte pari a 0.006 nel caso della modalità di danno per pressoflessione ed a 0.004 nel caso della modalità di danno a taglio (sia

essa conseguenza di una modalità di danno per scorrimento oppure per fessurazione diagonale).

Nel caso della struttura benchmark n°6, le analisi sono state svolte utilizzando i drift ultimi prescritti dalla Circolare delle NTC2018 e facendo riferimento, per le valutazioni a taglio delle fasce, ad un legame privo di resistenza residuo, come descritto in maggior dettaglio nella Scheda benchmark 6 riportata in [Allegato I](#).

La **Tabella 5** riporta in dettaglio le espressioni analitiche che definiscono il taglio ultimo corrispondente a ciascuna delle modalità di danno previste e qui sopra presentate.

A titolo di esempio, la **Figura 24** illustra i criteri di resistenza ed il loro utilizzo ai fini del calcolo del valore del taglio ultimo (definito come minimo tra almeno due criteri di resistenza) nel caso delle scelte proposte per l'analisi della struttura benchmark n°1b (Caso II-snellezza 2).

Nella **Scheda di approfondimento G** sono riportati più diffusamente i dati necessari per operare i controlli di coerenza sull'implementazione del comportamento bilineare "elastico-perfettamente plastico" nei pannelli murari. In tale scheda sono riportati in forma tabellare i dati dei domini di resistenza e sono forniti ulteriori dettagli sul calcolo di tutti i parametri di confronto.

E' evidente che le scelte qui operate non sono le uniche possibili. Esse volutamente non vogliono fare riferimento ad alcun documento normativo specifico, anche se risultano concettualmente compatibili con le formulazioni prescritte in alcuni di essi.

Il percorso metodologico definito, per operare i controlli ed i confronti proposti, ha quindi carattere del tutto generale e potrà essere adattato alle prescrizioni normative di volta in volta seguite dall'analista che lo voglia ripercorrere.

Al variare dei diversi approcci di modellazione adottati dai differenti *software* e del corrispondente grado di accuratezza nella descrizione del comportamento reale dei pannelli murari (ad esempio, in relazione ai fenomeni di degrado della rigidità), la risposta numerica potrà presentare differenze anche significative rispetto a questa schematizzazione, oltre che richiedere la definizione di leggi di correlazione tra i parametri meccanici su cui si basano i modelli adottati e quelli impiegati nei criteri di resistenza assunti a riferimento, per un loro coerente confronto. La **Scheda di approfondimento A** approfondisce in dettaglio questi aspetti.

Tabella 5 – Espressioni analitiche di riferimento per il calcolo del taglio ultimo del singolo pannello.

	Formulazione analitica adottata	Taglio ultimo corrispondente
Pressoflessione	$M_u = \frac{\sigma_0 l^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$	<p>Il calcolo del taglio ultimo presuppone di correlare il momento al taglio attraverso la posizione del punto di flesso; nell'ipotesi che non vi siano carichi distribuiti lungo l'asse del pannello risulta:</p> $V_u^{pf} = \frac{M_u}{h_0} = \frac{Nl}{2h_0} \left(1 - \frac{N}{0.85 l t f_d} \right)$ <p>essendo h_0 l'altezza del punto di flesso del pannello: nel caso dello schema di vincolo a mensola $h_0=h$; nel caso di schema a doppio incastro $h_0=h/2$.</p>
Taglio diagonale	$V_u^{td} = lt \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$ <p>essendo b un coefficiente definito in funzione della snellezza del pannello, assunto pari a 1 per $h/l > 1$; 1.5 per $h/l > 1.5$ e uguale ad h/l altrove.</p>	$V_u^{td} = lt \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5\tau_{0d} lt}}$
Taglio scorrimento	$V_t = f_{vd} l' t$ $f_{vd} = (f_{vod} + 0.4\sigma_n) \leq f_{vlim} = \min(2.2MPa; 2f_{bk})$	<p>Il calcolo del taglio ultimo presuppone la determinazione della lunghezza l' compresa della sezione: l'ipotesi più comune è quella di calcolarla assumendo una distribuzione lineare delle tensioni e di definire tale parametro in corrispondenza della condizione al limite della parzializzazione:</p> $l' = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{\alpha V h}{N} \right)$ <p>essendo α un coefficiente introdotto per definire la posizione del punto di flesso (e quindi dipendente dallo schema statico adottato), valutato come:</p> $\alpha = \left \frac{M_{max}}{M_{max} + M_{min}} \right $ <p>essendo M_{max} e M_{min} i momenti che si verificano alle estremità del pannello. Imponendo inoltre l'ulteriore limitazione di f_{vd} data da f_{vlim} si ottiene:</p> $V_u^{ts} = \min \left(\frac{1}{2} N \frac{3f_{vod} lt + 2\mu N}{3\alpha f_{vod} ht + N}; \frac{3}{2} N \left(\frac{f_{vlim} lt}{3\alpha f_{vlim} ht + N} \right) \right)$

Lista dei simboli adottati in Tabella 5:

l = larghezza del pannello; h = altezza del pannello; t = spessore del pannello;

f_d = resistenza a compressione della muratura; f_{vd} = resistenza a taglio della muratura; τ_0 = resistenza a taglio della muratura per fessurazione diagonale; f_{bk} = resistenza a compressione dei blocchi; μ = attrito locale del giunto di malta, assunto dalle NTC 2008 pari a 0.4;

σ_0 = tensione normale agente nel pannello.

Il pedice "d" indica i valori di calcolo impiegati nell'analisi statica nonlineare, ottenuti applicando ai valori medi delle resistenze assegnati il fattore di confidenza (FC).

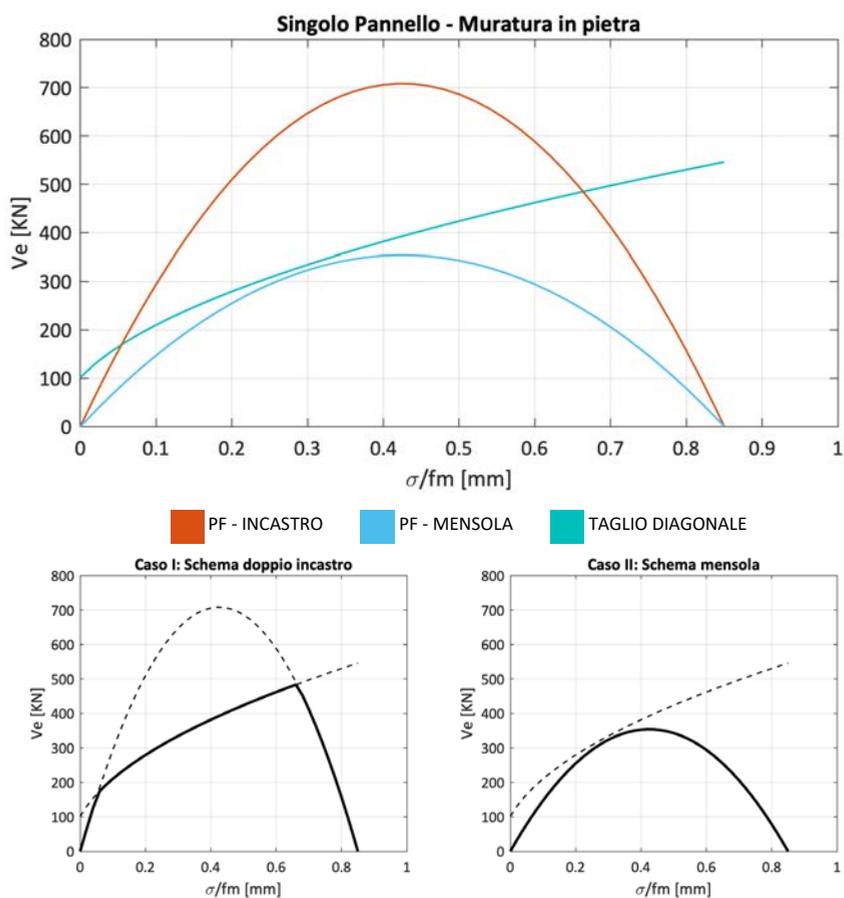


Figura 24 – Rappresentazione dei criteri di resistenza e dei domini di resistenza (linea nera continua) per la struttura benchmark n°1b – Caso II: snellezza 2.

Capacità a taglio degli elementi murari di tipo fascia

Nel caso degli elementi murari di tipo fascia, nell'ambito dello studio qui presentato non è stata applicata una procedura di controllo della risposta numerica analoga a quella svolta sui maschi murari.

In generale, nei *software* che operano nell'ambito dell'approccio a telaio equivalente e che adottano una formulazione di tipo trave non-lineare, i criteri di resistenza utilizzati per l'interpretazione delle modalità di danno a pressoflessione ed a taglio di questa tipologia di elementi strutturali fanno riferimento alle seguenti assunzioni:

- nel caso di modalità di danno per pressoflessione, in assenza di elementi resistenti a trazione accoppiati alle fasce, sono assunti gli stessi criteri adottati per i maschi murari (trascurando nella valutazione della resistenza eventuali contributi offerti dai fenomeni di ingranamento che si possono innescare nelle sezioni di estremità), mentre in presenza di elementi resistenti a trazione accoppiati alle fasce è assunto un meccanismo a puntone, coerente con quello ad esempio proposto nelle NTC2018 al §7.8.2.2.4 tramite la [7.8.5]. Quest'ultima formulazione si basa sul calcolo del contributo H_p , definito come minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso ed il valore limite di rottura a compressione del puntone compresso in muratura.
- nel caso di modalità di danno per taglio, sono invece adottati i medesimi criteri assunti per i maschi murari nel caso di modalità di rottura a taglio per scorrimento o fessurazione diagonale.

BIBLIOGRAFIA CITATA NEL TESTO

- Benedetti, D., Tomazevic, M., 1984. Seismic assessment of masonry constructions, *Ingegneria Sismica*, 1(0):9–16.
- Cattari, S., Magenes, G. (2022) Benchmarking the software packages to model and assess the seismic response of unreinforced masonry existing buildings through nonlinear static analyses. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>
- Eurocode 8, 2005.. Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Brussels, Belgium: CEN (European Committee for Standardization).
- Fajfar, P., 2000. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthq Spectra*, 16(3):573–92 .
- Freeman, S.A., 2004. Review of the development of the capacity spectrum method, *SET J Earthq Technol*, 41(1):1–13.
- Lee, J., Fenves, G.L., 1998. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of engineering mechanics*, 124(8), 892-900.
- Mann, W., Muller, H., 1980. Failure of shear-stressed masonry- An enlarged theory, tests and application to shear-walls, *International Symposium on Loadbearing Brickwork*, London.
- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2014. *American Society of Civil Engineers*, <https://doi.org/10.1061/9780784412855>.
- The Seismic Assessment of Existing Buildings (the Guidelines), Wellington, New Zealand, 2017. www.EQ-Assess.org.nz.
- Turnšek, V., Sheppard, P., 1980. The shear and flexural resistance of masonry walls, *Int. research conference on earthquake engineering*, Skopje, Japan, 517–573.

5.3 Struttura benchmark n° 1 – Singolo pannello

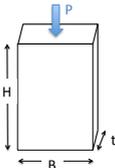
Il presente capitolo illustra i risultati delle analisi svolte sulla struttura benchmark n° 1 - singolo pannello distinguendo tra il caso in cui questo sia realizzato in muratura in pietra (struttura benchmark n°1a - §5.3.1) oppure in muratura in mattoni (struttura benchmark n°1b - §5.3.2), come descritto al §2 e nella corrispondente scheda di [Allegato I](#).

Scopo della struttura benchmark n° 1 è quello di valutare come il programma di calcolo sia in grado:

- di calcolare il valore di taglio ultimo di un singolo pannello in accordo con i criteri analitici di riferimento, in cui siano univocamente determinate le condizioni al contorno cinematiche, la geometria, i parametri meccanici ed il carico assiale agente;
- di riprodurre il meccanismo di rottura (a pressoflessione o a taglio) attivato al variare dello stato di compressione assiale;
- di stimare il raggiungimento della condizione di collasso – associata alla perdita di capacità portante alle azioni orizzontali del pannello – in corrispondenza dell’attingimento di prefissate soglie di drift del pannello, differenziate al variare della modalità di rottura attivata (se a pressoflessione o a taglio).

La **Tabella 6** richiama brevemente le varianti analizzate per ciascuno dei due casi e le finalità.

Tabella 6 – Sintesi delle varianti analizzate nel caso della struttura benchmark n° 1 – singolo pannello.

Struttura benchmark	Varianti analizzate	Finalità
<p>Singolo pannello</p>  <p><i>si veda la Scheda benchmark 1</i></p>	<p>1a - In pietra a spacco di fissata geometria al variare di due condizioni di vincolo: Caso I: incastro Caso II: mensola</p> <hr/> <p>1b - In mattoni pieni e malta di calce per fissato vincolo (rotazione fissata all'estremo superiore) al variare di due diversi rapporti di snellezza: Caso I - snellezza 1.35 Caso II - snellezza 2</p>	<p>Maggiore padronanza dei fattori da cui dipendono i domini di resistenza usualmente proposti in letteratura e adottati nelle norme per interpretare la risposta dei pannelli murari di tipo maschio (parametri meccanici, sforzo normale, schema statico, snellezza</p>

I confronti illustrati nel seguito sono stati ottenuti impiegando **quattro** dei *software* che operano nell'ambito della modellazione per *elementi strutturali*, in particolare secondo l'approccio a telaio equivalente (**Gruppo 1**).

I risultati, raccolti in tabelle, chiariscono al variare del carico P verticale applicato in sommità: il valore dello sforzo normale nell'estremo inferiore (N_{inf}) e superiore (N_{sup}) dell'elemento come estratti dalle uscite dei software; il taglio massimo raggiunto (V_u); il valore dello spostamento della sommità del pannello in corrispondenza del raggiungimento della condizione di snervamento (d_v); il valore dello spostamento ultimo (d_u). Sono inoltre riportati i valori di taglio e spostamento ultimo analitici (rispettivamente $V_{u_analitico}$ e $d_{y_analitico}$) calcolati secondo i criteri adottati a riferimento e illustrati in dettaglio nella **Scheda di approfondimento G**.

Inoltre, è precisato il meccanismo di rottura attivato: T – rottura per taglio, PF – rottura a pressoflessione.

Infine, per alcuni casi è riportato anche il confronto in termini di curve taglio di base-spostamento in sommità ottenute impiegando i quattro software già analizzati e cinque software che operano invece nell'ambito di approcci di modellazione di maggior dettaglio al continuo ad *elementi finiti* o ad *elementi discreti piani*. Per quest'ultimi, uno dei punti cruciali risulta la preliminare calibrazione dei parametri meccanici su cui si basano i legami costitutivi adottati. A tale riguardo, si rimanda alla **Scheda di approfondimento A**.

5.3.1 Struttura benchmark n°1a – pannello in muratura di pietra

La

Tabella 7 riporta il confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark 1a nel Caso I – incastro, per tre diversi valori di carico applicato P , da cui si evidenzia una esatta corrispondenza rispetto alla soluzione analitica di riferimento. Per quanto riguarda la modalità di danneggiamento, ove disponibile, si rileva che nel caso di due modelli a telaio equivalente (SW1 e SW2) vi è esatta corrispondenza con quella a taglio prevista dai domini analitici.

Con riferimento alla valutazione dello sforzo normale, si evidenzia come i valori riportati per i SW1 e SW2, coerentemente con le uscite prodotte dai software, si riferiscano entrambi al valore dello sforzo normale nella sezione baricentrica del pannello. Alcune modeste differenze nel valore dello sforzo normale tra tali due programmi sono da imputarsi ad una approssimazione adottata nel SW1 nell'unità di misura usata in alcune maschere di inserimento dati relative ai carichi gravitazionali; benché sia possibile ovviare con opportuni accorgimenti a tale approssimazione, nel confronto si è deciso di adottare la soluzione "standard" che più tipicamente un professionista impiegherebbe. Nel caso

invece degli altri programmi lo sforzo normale è differenziato nei due estremi: quindi pari in sommità al carico esterno applicato e alla base pari a tale valore con l'aggiunta del contributo dell'intero peso proprio del pannello. In tutti i casi la stima corrisponde al valore della stima manuale.

Si osserva come il confronto con le colonne $V_{u_analitico}$ e $d_{y_analitico}$ evidenzino un sostanziale accordo della stima numerica. Anche il valore dello spostamento ultimo è coerente con l'attingimento del valore ultimo di drift pari a 0.004 in corrispondenza di una modalità di rottura a taglio.

Tabella 7 – Confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark 1a (i valori dello sforzo normale sono da intendersi di compressione)

Struttura benchmark 1a - Caso I - incastro									
SO FT WA RE	P [kN]	N_inf [-kN]	N_sup [-kN]	V _u [kN]	d _y [m]	d _u [m]	Mecc.	V _u analitico [kN]	d _y analitico [m]
SW 1	160	189.341	189.341	171.958	0.0019	0.0101	T	172.91	0.001828
	400	424.665	424.665	231.267	0.0025	0.0101	T	232.96	0.002463
	600	620.861	620.861	270.966	0.0029	0.0101	T	273.1	0.002888
SW 2	160	192.813	192.813	172.910	0.00183	0.01	T	172.91	0.001828
	400	432.813	432.813	232.970	0.00247	0.01	T	232.96	0.002463
	600	632.813	632.813	273.100	0.00289	0.01	T	273.1	0.002888
SW 4	160	192.681	160	171.304	0.0019	0.01	T	172.91	0.001828
	400	432.681	400	232.968	0.0025	0.01	T	232.96	0.002463
	600	632.681	600	273.108	0.0030	0.01	T	273.1	0.002888
SW 5	160	225.625	160	171.304	0.0019	0.01	T	172.91	0.001828
	400	465.625	400	232.966	0.0025	0.01	T	232.96	0.002463
	600	665.625	600	273.106	0.0029	0.01	T	273.1	0.002888
Legenda colori:									
	Valori analitici di riferimento computati secondo i criteri convenzionali illustrati nella Scheda di approfondimento G Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico								

La **Figura 25** riporta invece, a titolo di esempio per il solo livello di compressione $P=160$ kN e per il caso I - incastro, il confronto delle curve taglio di base - spostamento di sommità ottenute per i quattro software che operano nell'ambito della modellazione per *elementi strutturali* (Gruppo 1) e cinque software che operano invece nell'ambito di approcci di modellazione di maggior dettaglio affini a quelli del Gruppo 2 (rappresentati in nero in figura).

La differenza nella rigidezza iniziale è imputabile al fatto che nei *software* a telaio equivalente sono stati adottati parametri di rigidezza fessurata equivalente mentre viceversa nei modelli di maggiore dettaglio questo sia colto progressivamente con il raggiungimento della condizione di prima fessurazione e poi evoluzione del danno. Relativamente alla differenza nel taglio massimo è opportuno precisare che nei modelli a telaio i criteri di resistenza assunti assumono convenzionalmente che il taglio massimo (pari a quello ultimo, secondo l'assunzione di un legame bilineare senza incrudimento) si raggiunga quando in un punto/sezione rappresentativi del pannello (differenziati al variare della modalità di rottura analizzata) si attinga al valore di resistenza del materiale; viceversa i modelli di dettaglio valutano l'effettivo stato tensionale non omogeneo del pannello.

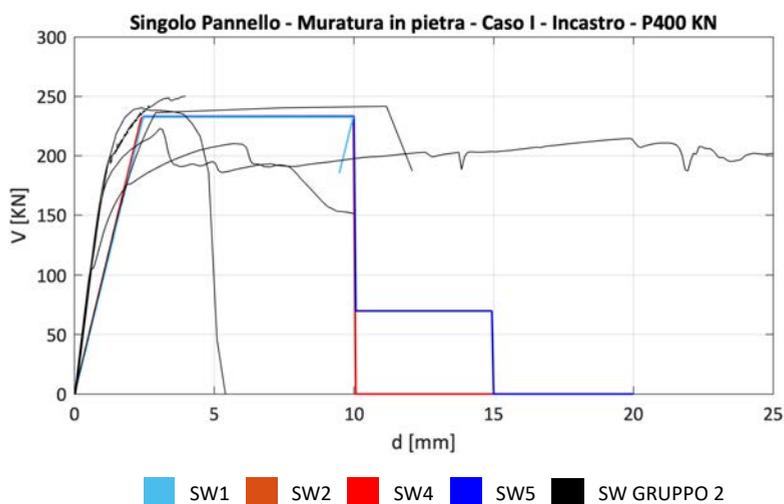


Figura 25 – Confronto tra le curve pushover ottenute con i quattro software analizzati che operano nell'ambito della modellazione per *elementi strutturali* (SW1,2,4 e 5 del Gruppo 1) e cinque *software* che operano invece nell'ambito di approcci di modellazione di maggior dettaglio (Gruppo 2, integrati con quelli impiegati nella Scheda di approfondimento A).

Per ulteriori considerazioni sulla calibrazione dei parametri meccanici adottati nei modelli di dettaglio si rimanda alla [Scheda di approfondimento A](#); è opportuno precisare che la calibrazione è stata operata con riferimento esclusivo ai parametri meccanici di resistenza e non a quelli che regolano la risposta post-picco. Questo giustifica le significative dispersioni nei valori di spostamento ultimo ottenuto tra i modelli appartenenti al Gruppo 2. Inoltre nel caso di uno, l'elevata capacità di spostamento combinato ad alcun significativo degrado della resistenza è associato ad una modalità di rottura discorde rispetto a quella stimata dagli altri software; per ulteriori approfondimenti su questo si rimanda alla [Scheda di approfondimento A](#).

La **Tabella 8** presenta, con modalità analoghe alla precedente, il confronto dei risultati relativi al Caso II - mensola.

Si conferma l'esatta corrispondenza ottenuta con la soluzione analitica di riferimento in termini di valori numerici e modalità di rottura predetta (a pressoflessione).

Tabella 8 – Confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark 1a (i valori dello sforzo normale sono da intendersi di compressione)

Struttura benchmark 1a - Caso II - mensola									
SO FT WA RE	P [kN]	N_inf [-kN]	N_sup [-kN]	V _u [kN]	d _y [m]	d _u [m]	Mecc.	V _u analitico [kN]	d _y analitico [m]
SW 1	160	189.231	189.231	88.3	0.0016	0.0151	PF	89.846	0.001570
	400	424.67	424.67	180.51	0.0032	0.0150	PF	183.349	0.003203
	600	620.861	620.861	242.419	0.0043	0.0151	PF	245.738	0.004293
SW 2	160	192.813	192.813	89.850	0.001580	0.0150	PF	89.846	0.001570
	400	432.813	432.813	183.350	0.003200	0.0150	PF	183.349	0.003203
	600	632.813	632.813	245.740	0.004320	0.0150	PF	245.738	0.004293
SW 4	160	192.681	160	88.418	0.0017	0.0150	PF	89.846	0.001570
	400	432.681	400	180.478	0.0032	0.0150	PF	183.349	0.003203
	600	632.681	600	242.092	0.0043	0.0149	PF	245.738	0.004293
SW 5	160	225.625	160	89.846	0.0016	0.0149	PF	89.846	0.001570
	400	465.625	400	183.158	0.0032	0.0149	PF	183.349	0.003203
	600	665.625	600	245.747	0.0044	0.0149	PF	245.738	0.004293
Legenda colori:									
	Valori analitici di riferimento computati secondo i criteri convenzionali illustrati nella Scheda di approfondimento G Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico								

5.3.2 Struttura benchmark n°1b – pannello in muratura di mattoni

I confronti illustrati nel seguito fanno riferimento ai risultati ottenuti nel caso della struttura benchmark n°1b (pannello in muratura di mattoni), nelle configurazioni descritte al §2, che sono:

- **Caso I** – snellezza 1.35
- **Caso II** – snellezza 2

Le modalità di rappresentazione adottate sono le medesime già introdotte al §5.3.1. I risultati sono stati ottenuti assumendo alternativamente un fattore riduttivo (FR nelle tabelle seguenti) dei parametri meccanici allo stato fessurato pari a:

- 0.5 (come usualmente definito di default nelle maschere dei software);
- 0.75 (nel solo Caso I – snellezza 1.35 con carico P applicato pari a 150 kN), al fine di proporre una variante e rendere così il professionista più consapevole di come possano essere alterati tali parametri rispetto agli usuali settaggi di default.

Si conferma anche nel caso della struttura benchmark n°1b un ottimo accordo dei risultati dei modelli a trave che si basano sulla formulazione bilineare rispetto alla soluzione analitica di riferimento relativamente alle varie grandezze (taglio ultimo, rigidezza e spostamento ultimo). Tutti i software inoltre colgono il progressivo passaggio dalla modalità di rottura a taglio a quella per pressoflessione all’aumentare del carico P (coerentemente con la previsione analitica dei criteri di resistenza per cui il valore minimo prima è associato al criterio a taglio scorrimento e poi a quello per pressoflessione si veda la [Scheda di approfondimento G](#)).

Tabella 9 – Confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark 1b – snellezza 1.35 (Fattore Riduttivo FR = 0.5) / taglio scorrimento (i valori dello sforzo normale sono da intendersi di compressione)

Struttura benchmark n°1b - Caso I - snellezza 1.35 (FR = 0.5) – Taglio scorrimento									
SO FT WA RE	P [kN]	N_inf [-kN]	N_sup [-kN]	Vu [kN]	dy [m]	du [m]	Mecc.	Vu analitico [kN]	dy analitico [m]
SW 1	150	150.156	150.156	82.408	0.00275	0.0055	T	83.708	0.002723
	400	395.379	395.379	188.254	0.0061	0.00625	T	191.962	0.006245
	600	591.557	591.557	241.443	0.008	0.00813	PF	242.231	0.007881
SW 2	150	152.953	152.953	83.710	0.002740	0.005400	T	83.708	0.002723
	400	402.953	402.953	191.960	0.006260	0.006260	T	191.962	0.006245
	600	602.953	602.953	242.230	0.007880	0.008080	PF	242.231	0.007881
SW 4	150	152.931	150.000	81.348	0.0026	0.0052	T	83.708	0.002723
	400	402.931	400.000	189.544	0.0062	0.0063	T	191.962	0.006245
	600	602.931	600.000	250.291	0.0083	0.0107	PF	242.231	0.007881
SW 5	150	155.906	150.000	81.963	0.0027	0.0055	T	83.708	0.002723
	400	405.906	400.000	189.540	0.0062	0.0063	T	191.962	0.006245
	600	605.906	600.000	242.235	0.0080	0.0108	PF	242.231	0.007881

Legenda colori:

	Valori analitici di riferimento computati secondo i criteri convenzionali illustrati nella Scheda di approfondimento G - Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico
--	---

Tabella 10 – Confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark 1b – snellezza 1.35 (Fattore Riduttivo FR = 0.75) / taglio scorrimento (i valori dello sforzo normale sono da intendersi di compressione)

Struttura benchmark n°1b - Caso I - snellezza 1.35 (FR = 0.75) – Taglio scorrimento									
SOFTWARE	P [kN]	N_inf [-kN]	N_sup [-kN]	Vu [kN]	dy [m]	du [m]	Mec c.	Vu analitico [kN]	dy analitico [m]
SW1	150	150.162	150.162	82.411	0.00188	0.0055	T	83.708	0.00182
SW2		152.953	152.953	83.710	0.00182	0.0054	T	83.708	0.00182
SW5		155.906	150.000	81.963	0.00183	0.0055	T	83.708	0.00182
Legenda colori:									
	Valori analitici di riferimento computati secondo i criteri convenzionali illustrati nella Scheda di approfondimento G - Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico								

Tabella 11 – Confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark 1b – snellezza 2 / taglio scorrimento (i valori dello sforzo normale sono da intendersi di compressione)

Struttura benchmark n°1b - Caso II - snellezza 2 – Taglio scorrimento									
SOFTWARE	P [kN]	N_inf [-kN]	N_sup [-kN]	Vu [kN]	dy [m]	du [m]	Mecc.	Vu analitico [kN]	dy analitico [m]
SW 1	150	151.607	151.607	67.080	0.0046	0.0120	PF	68.143	0.004603
	400	396.830	396.830	138.652	0.0094	0.0121	PF	140.131	0.009467
	600	593.010	593.010	163.047	0.0111	0.0121	PF	163.565	0.011050
SW 2	150	154.375	154.375	68.140	0.004610	0.011990	PF	68.143	0.004603
	400	404.375	404.375	140.130	0.009500	0.011880	PF	140.131	0.009467
	600	604.375	604.375	163.570	0.011000	0.012000	PF	163.565	0.011050
SW 4	150	154.353	150	66.666	0.0047	0.0160	PF	68.143	0.004603
	400	404.353	400	135.793	0.0089	0.0158	PF	140.131	0.009467
	600	604.353	600	165.777	0.0110	0.0118	PF	163.565	0.011050
SW 5	150	158.750	150	68.144	0.0047	0.0160	PF	68.143	0.004603
	400	408.750	400	140.132	0.0095	0.0158	PF	140.131	0.009467

	600	608.750	600	163.569	0.0112	0.0178	PF	163.565	0.011050
Legenda colori:									
	Valori analitici di riferimento computati secondo i criteri convenzionali illustrati nella Scheda di approfondimento G - Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico								

Tabella 12 – Confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark 1b – snellezza 1.35 (Fattore Riduttivo FR = 0.5) / taglio diagonale (i valori dello sforzo normale sono da intendersi di compressione)

Struttura benchmark n°1b - Caso I - snellezza 1.35 (FR = 0.5) – Taglio diagonale									
SOFTWARE	P [kN]	N_inf [-kN]	N_sup [-kN]	Vu [kN]	dy [m]	du [m]	Mecc.	Vu analitico [kN]	dy analitico [m]
SW 1	150	150.156	150.156	84.179	0.00275	0.0055	T	84.735	0.002757
	400	395.379	395.379	123.740	0.00410	0.0055	T	124.759	0.004059
	600	591.557	591.557	147.954	0.00490	0.0055	T	149.240	0.004856
SW 2	150	152.953	152.953	84.730	0.002760	0.005400	T	84.735	0.002757
	400	402.953	402.953	124.760	0.004060	0.005370	T	124.759	0.004059
	600	602.953	602.953	149.240	0.004900	0.005390	T	149.240	0.004856
SW 4	150	152.931	150.000	84.410	0.0028	0.0053	T	84.735	0.002757
	400	402.931	400.000	124.774	0.0042	0.0053	T	124.759	0.004059
	600	602.931	600.000	149.249	0.0049	0.0052	T	149.240	0.004856
SW 5	150	155.906	150.000	84.738	0.0028	0.0053	T	84.735	0.002757
	400	405.906	400.000	124.773	0.0042	0.0053	T	124.759	0.004059
	600	605.906	600.000	149.292	0.0050	0.0053	T	149.240	0.004856
Legenda colori:									
	Valori analitici di riferimento computati secondo i criteri convenzionali illustrati nella Scheda di approfondimento G - Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico								

Tabella 13 – Confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark 1b – snellezza 1.35 (Fattore Riduttivo FR = 0.75) / taglio diagonale (i valori dello sforzo normale sono da intendersi di compressione)

Struttura benchmark n°1b - Caso I - snellezza 1.35 (FR = 0.75) – Taglio diagonale									
SOFTWARE	P [kN]	N_inf [-kN]	N_sup [-kN]	Vu [kN]	dy [m]	du [m]	Mec. c.	Vu analitico [kN]	dy analitico [m]
SW1	150	150.162	150.162	84.181	0.00188	0.0055	T	84.735	0.00185

SW2		152.953	152.953	83.730	0.00184	0.00540 0	T _{ij}	84.735	0.00185
-----	--	---------	---------	--------	---------	--------------	-----------------	--------	---------

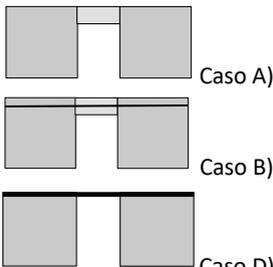
5.4 Struttura benchmark n° 2 – Trilite

Il presente capitolo illustra i risultati delle analisi svolte sulla struttura benchmark n° 2 (trilite), in cui i pannelli murari verticali sono di caratteristiche analoghe a quelle della struttura benchmark n° 1a (singolo pannello in muratura di pietra) e soggetti ad un carico in sommità pari a 160 kN.

Come già descritto al §2 e nella corrispondente scheda di [Allegato I](#), il trilite è analizzato al variare di diverse configurazioni (**Tabella 14**) relative al grado di accoppiamento fornito dall'elemento di collegamento tra i due pannelli verticali che alternativamente è costituito da:

- Caso A): l'apertura è di geometria prefissata e la fascia è in assenza di elemento resistente a trazione accoppiato;
- Caso B): l'apertura è di geometria prefissata e la fascia è accoppiata ad una catena;
- Caso D): l'apertura è a tutta altezza ed è presente una trave di accoppiamento dei maschi (infinitamente rigida sia flessionalmente che assialmente)

Tabella 14 – Sintesi delle varianti analizzate nel caso della struttura benchmark n° 2 – trilite.

Struttura benchmark	Varianti analizzate	Finalità
<p style="text-align: center;">Trilite</p>  <p style="text-align: center;"><i>si veda la Scheda benchmark 2</i></p>	Al variare di diverse configurazioni dell'elemento di collegamento tra i due maschi murari e della geometria dell'apertura	Maggiore padronanza sul ruolo: dello sforzo normale e della sua variazione nella determinazione della resistenza di pannelli murari (in particolare maschi); dell'interazione tra pannelli murari di tipo maschio e fascia; del ruolo di elementi di collegamento tra maschi murari
	Caso A) l'apertura è di geometria prefissata e la fascia è in assenza di elemento resistente a trazione accoppiato	
	Caso B) l'apertura è di geometria prefissata e la fascia è accoppiata ad una catena	
	Caso D) l'apertura è a tutta altezza ed è presente una trave di accoppiamento dei maschi (infinitamente rigida sia flessionalmente che assialmente)	

In questo caso quindi lo schema statico del pannello è definito dal vincolo offerto dall'elemento di collegamento, variando:

- da una situazione approssimabile a quella di mensola nel caso in cui il pannello sia accoppiato ad una fascia non accoppiata ad alcun elemento resistente (Caso A). Infatti, in questo caso – nell'ipotesi di trascurare eventuali contributi dati dall'ingranamento come illustrato nella **Scheda di approfondimento G** - il taglio ultimo dell'elemento fascia risulta molto basso o addirittura nullo (nel caso in cui si assumano i criteri proposti nelle NTC 2018 per valore di sforzo assiale non noto), con una attivazione del meccanismo a pressoflessione che si realizza fin dai primi passi dell'analisi a seguito dell'applicazione delle forze orizzontali;
- ad una situazione analoga a quella di incastro (con flesso a metà del pannello) nel caso in cui sia accoppiato l'elemento rigido (Caso D);
- ad una intermedia nel caso della fascia accoppiata alla catena (Caso B).

In ragione del diverso grado di accoppiamento offerto dall'elemento di collegamento anche lo sforzo normale agente nei due pannelli verticali subirà variazioni più o meno significative rispetto al valore iniziale conseguente all'applicazione dei carichi verticali.

Tale variazione consegue all'applicazione dell'azione orizzontale che produce un incremento di sforzo normale nel maschio "sopravento" ed un decremento in quello "sottovento".

Nel caso di debole o nullo accoppiamento tra i due pannelli verticali la variazione di sforzo normale risulta nulla o trascurabile, nel caso viceversa in cui essi risultino fortemente accoppiati è stimabile in un 15% circa del valore iniziale.

Le figure seguenti riprendono i domini di resistenza già illustrati nella **Scheda di approfondimento G** - Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico con l'indicazione del valore dello sforzo normale iniziale agente nei pannelli murari e il suo intervallo di variazione massimo atteso.

Nel caso della modalità di rottura a pressoflessione sono illustrate le previsioni analitiche corrispondenti all'assunzione del punto di flesso pari a metà altezza (schema di vincolo di doppio incastro) o l'intera altezza del pannello (schema di vincolo di mensola).

Ne consegue che alternativamente la modalità di rottura prevalente (e il corrispondente valore del taglio ultimo nel pannello) potrà variare in funzione delle suddette variabili.

In particolare:

- nel caso A) a causa del modesto grado di accoppiamento fornito dalle fasce è atteso uno schema statico dei pannelli prossimo a quello di mensola con una prevalenza quindi del meccanismo a pressoflessione per entrambi i pannelli;

- nel caso D) è attesa una modalità prevalente a taglio per il pannello soggetto a incremento di compressione e viceversa a pressoflessione per quello soggetto a decompressione.

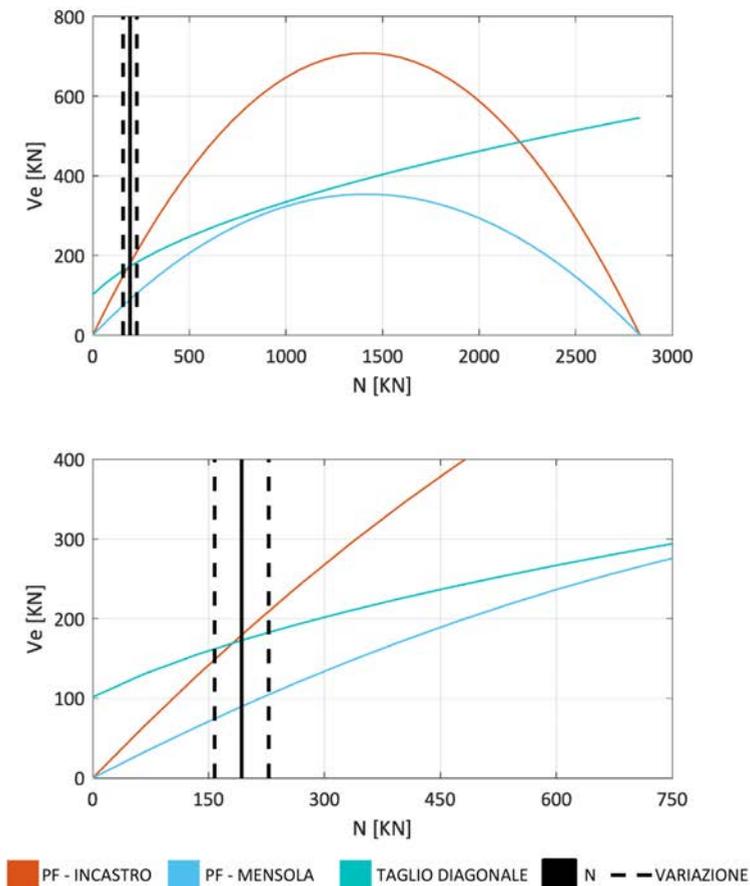


Figura 26 – Rappresentazione dei criteri di resistenza e dell'intervallo di variazione dello sforzo normale atteso al variare del grado di collegamento tra i pannelli (in nero) per la struttura benchmark n°1b –singolo pannello.

Nel seguito, si riportano i risultati ottenuti impiegando **sette software** di cui cinque operano nell'ambito della modellazione per *elementi strutturali* (approccio a telaio equivalente – Gruppo 1), e due nell'ambito di approcci di modellazione del Gruppo 2. In questo secondo caso i risultati sono presentati limitatamente a i casi B e D per le ragioni introdotte al §5.1, essendo rimandata a successive versioni del documento generale l'approfondimento del caso A.

In particolare, per ciascuna delle tre configurazioni analizzate (A/B/D), i risultati sono presentati in termini di:

- tabelle che riportano per i due maschi e la fascia di collegamento (nel solo caso B): il taglio di base massimo del pannello (V_{max}); lo spostamento ultimo del pannello d_u ; il meccanismo di rottura predetto (Pressoflessione PF e Taglio T). E' inoltre calcolata la media e deviazione standard del taglio massimo e dello spostamento ultimo considerando le stime offerte dai software che operano a parità di approccio di modellazione, in particolare per quelli per elementi strutturali per i quali è disponibile un numero più significativo di valutazioni. La corretta stima del valore dello sforzo normale per il sistema elementare del singolo pannello murario è già stata discussa nell'ambito della struttura benchmark n°1, mentre il confronto della variazione di sforzo normale indotto al variare di diversi gradi di accoppiamento dei maschi sarà approfondita su sistemi più complessi, quali le strutture benchmark n°3 e n°4.
- curve *pushover* (taglio di base e spostamento medio di sommità).

La numerazione degli elementi che caratterizzano la struttura fa riferimento alla **Figura 27**.

Nell'ambito dei modelli del Gruppo 1, è opportuno precisare che nel caso del *software* SW7 nel caso A la condizione di fascia non accoppiata ad alcun elemento resistente a trazione è simulata modellando direttamente la fascia come un elemento biella. Viceversa negli altri *software* del Gruppo 1, la fascia – quando presente – è sempre modellata salvo nel caso A plasticizzarsi subito all'applicazione delle forze orizzontali come già discusso.

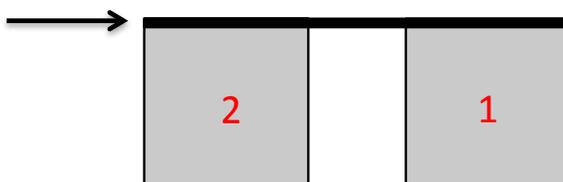


Figura 27 – Rappresentazione grafica degli elementi che compongono il trilitte.

Tabella 15 – Confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark n°2 per il maschio 1. La media e la dev.st. sono calcolate esclusivamente per i software che operano a parità di approccio di modellazione ed in particolare a telaio equivalente.

MASCHIO 1									
SW	Caso A			Caso B			Caso D		
	Vmax [kN]	du [m]	Mecc.	Vmax [kN]	du [m]	Mecc.	Vmax [kN]	du [m]	Mecc.
SW1	93.32	0.0149	PF	117.26	0.0149	PF	196.74	0.0101	T
SW2	91.883	0.00150	PF	111.575	0.0015	PF	197.898	0.0010	T
SW4	105.456	0.0150	PF	126.848	0.0149	PF	171.134	0.0099	T
SW5	94.659	0.0150	PF	116.377	0.0149	PF	173.080	0.0099	T
SW7	85.78	0.025	PF	138.72	0.025	PF	162.92	0.025	T
SW8							203.380	0.013	T
SW10				155.250	0.0145	PF	193.780	0.0153	T
Media	94.220	0.014		122.157	0.014		180.354	0.011	
Dev.	7.141	0.008		10.790	0.08		15.954	0.009	

Tabella 16 – Confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark n° 2 per il maschio 2. La media e la dev.st. sono calcolate esclusivamente per i software che operano a parità di approccio di modellazione ed in particolare a telaio equivalente.

MASCHIO 2									
SW	Caso A			Caso B			Caso D		
	Vmax [kN]	du [m]	Mecc.	Vmax [kN]	du [m]	Mecc.	Vmax [kN]	du [m]	Mecc.
SW1	89.407	0.015	PF	95.3	0.015	PF	112.834	0.010	PF
SW2	93.915	0.0015	PF	98.102	0.0015	PF	115.782	0.0010	PF
SW4	78.153	0.0150	PF	83.389	0.0150	PF	171.134	0.0099	T
SW5	89.290	0.0150	PF	80.794	0.0149	PF	173.080	0.0099	T
SW7	85.78	0.025	PF	119.370	0.025	PF	146.73	0.025	PF
SW8							122.476	0.013	PF
SW10				103.5	0.0145	PF	157	0.0153	PF
Media	87.309	0.014		95.391	0.014		143.912	0.011	
Dev.	5.877	0.008		15.325	0.008		28.969	0.009	

Tabella 17 – Confronto dei risultati ottenuti per la struttura benchmark 2 per la fascia di collegamento – Caso B. La media e la dev.st. sono calcolate esclusivamente per i software che operano a parità di approccio di modellazione ed in particolare a telaio equivalente.

FASCIA – Caso B		
SOFTWARE	Vmax [kN]	Mecc.
SW1	19.976	T
SW2	16.250	T
SW4	16.520	T
SW5	3.816	T
SW7	20.98	T
SW10	-	T
media	18.048	
Dev.	2.249	

Le **Figura 28**, **Figura 29** e **Figura 30** mostrano il confronto delle curve taglio di base–spostamento. Si osserva quanto segue:

- nei casi A e B: nel caso dei modelli per elementi strutturali a telaio equivalente (SW1, SW2, SW4 e SW5), si osserva un sostanziale accordo dei risultati rispetto a tutte le grandezze monitorate (taglio di base, rigidità iniziale, spostamento ultimo e modalità di danno occorsa a livello dei singoli elementi); solo nel caso del software SW7 si osservano differenze più significative e più marcate nel caso A, imputabile alle diverse modalità con cui è modellato l'elemento fascia (in questo caso direttamente come biella).
- nel Caso D: tra i modelli del Gruppo 1 si osserva in generale un buon accordo tra i programmi, anche se nel caso di SW4 e SW5 si evidenzia un taglio di base maggiore. Questa differenza potrebbe essere imputabile alla diversa risposta osservata alla scala del maschio no.2 che esibisce una modalità di rottura diversa (a taglio anziché a pressoflessione) e un taglio ultimo maggiore: tale elemento sembra non essere soggetto in maniera del tutto analoga tra i software ai fenomeni di decompressione generati dall'applicazione della forza orizzontale. Nel caso dei modelli del Gruppo 2 si precisa che non sono stati eseguiti controlli ex-post per definire il raggiungimento della condizione limite del drift dei pannelli al fine di definire una precisa condizione di spostamento limite ultimo; questo spiega perché alcune curve esibiscano capacità di spostamento maggiori.

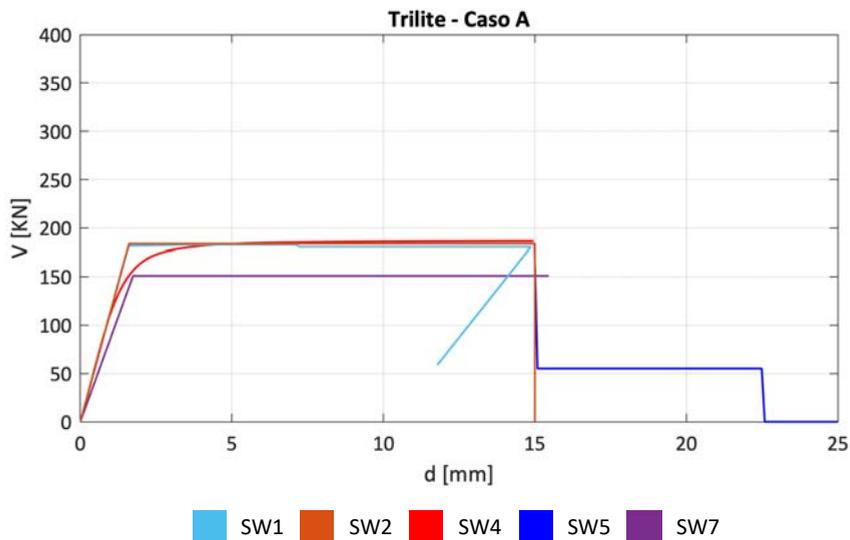


Figura 28 – Confronto dei risultati del benchmark 2 in termini di curva taglio-spostamento (della sezione sommitale), nel caso A.

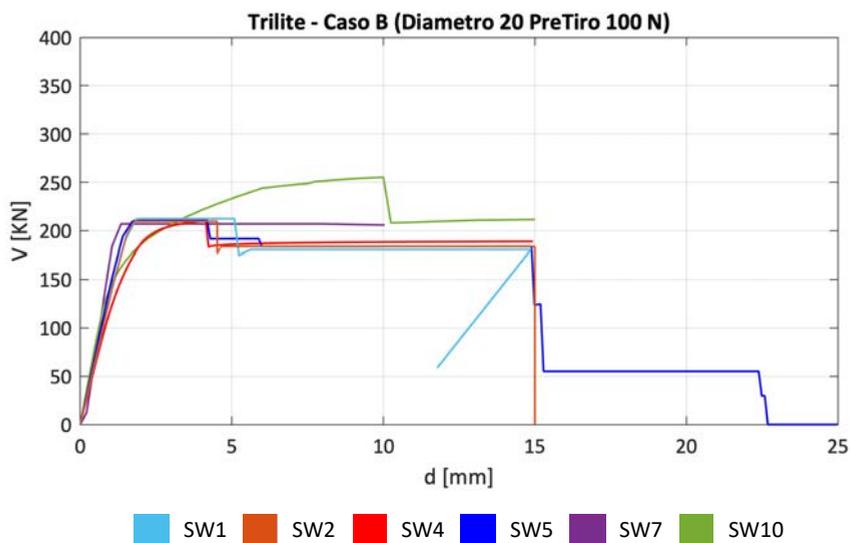


Figura 29 – Confronto dei risultati del benchmark 2 in termini di curva taglio-spostamento (della sezione sommitale), nel caso B.

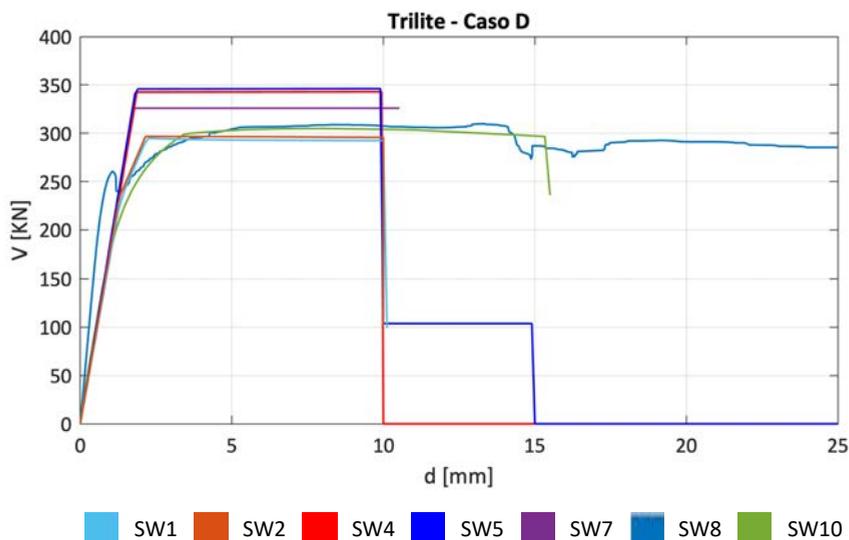


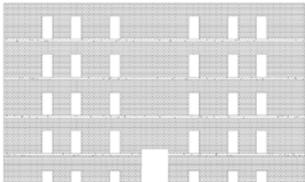
Figura 30 – Confronto dei risultati del benchmark 2 in termini di curva taglio-spostamento (della sezione sommitale), nel Caso D.

5.5 Struttura benchmark n° 3 – Parete 2D multipiano

Il presente capitolo illustra i confronti dei risultati svolti sulla struttura benchmark n° 3 (parete 2D multipiano), analizzata al variare di diverse ipotesi sui dettagli costruttivi e limitatamente alla sola strategia di modellazione per *elementi strutturali*, secondo l'approccio a telaio equivalente del Gruppo 1 (come già descritto al §2 e richiamato in **Tabella 18**); ulteriori confronti con altre strategie di modellazione del Gruppo 2 saranno oggetto di future ricerche. I confronti illustrati nel seguito sono stati ottenuti impiegando tutti i *sei* software del gruppo 1 e adottando il valore pari a 300 MPa per il modulo a taglio della muratura.

Questa struttura benchmark è concepita per mettere in evidenza, in particolare, le ripercussioni sui risultati di analisi statiche nonlineari derivanti dagli effetti di accoppiamento tra maschio e fascia al variare di diversi dettagli costruttivi. La presenza o meno di un elemento resistente a trazione accoppiato alla fascia infatti ne altera significativamente la risposta (soprattutto nel passaggio dal caso A a C) producendo diversi schemi statici nei maschi murari.

Tabella 18 – Sintesi delle varianti analizzate nel caso della struttura benchmark n° 3 – parete 2D multipiano.

Struttura benchmark	Varianti analizzate	Finalità
<p data-bbox="236 602 452 626">Parete 2D multipiano</p>  <p data-bbox="181 862 503 886">si veda la Scheda benchmark 3</p>	<p data-bbox="529 371 825 542">Al variare di diverse ipotesi sui dettagli costruttivi (presenza o meno di cordoli) e sulle strategie di modellazione (lunghezza efficace dei cordoli):</p> <p data-bbox="529 551 825 666">Caso A) parete composta da maschi e fasce murarie non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione</p> <p data-bbox="529 675 825 875">Caso C) parete composta da maschi e fasce murarie accoppiate a cordoli di piano in c.a. e lunghezza deformabile dei cordoli di piano pari alla lunghezza totale.</p> <p data-bbox="529 884 825 1117">Caso C Bis) parete composta da maschi e fasce murarie accoppiate a cordoli di piano in c.a. e lunghezza deformabile dei cordoli di piano pari alla luce netta delle corrispondenti aperture.</p>	<p data-bbox="857 524 1115 966">Analisi degli effetti di accoppiamento tra maschio e fascia nel sistema parete al variare di diversi dettagli costruttivi. La presenza o meno di un elemento resistente a trazione accoppiato alla fascia ne altera significativamente la risposta (soprattutto nel passaggio dal caso A a C). Rispetto al caso del trilito alcuni effetti risultano più marcati.</p>

Per chiarire meglio tale considerazione, la **Figura 31** riporta il confronto delle curve *pushover* ottenute nelle tre configurazioni analizzate - (Caso A - fascia debole, Caso C e Caso C Bis - fasce accoppiate con cordoli di diversa lunghezza efficace), a titolo di esempio con il software SW2. La linea in nero tratteggiata corrisponde alla rigidezza teorica derivante dallo schema ideale *shear-type* ottenuta a partire dal caso A o C bloccando le rotazioni a livello di piano (si esamini al riguardo anche la **Scheda I** – Calcolo analitico di un limite superiore alla soluzione numerica secondo l'ipotesi ideale "*shear type*").

Dal confronto si osserva come:

- l'inserimento del cordolo (casi C e Cbis) determini curve caratterizzate da un maggiore taglio complessivo di base, una minore duttilità globale e una maggiore rigidezza iniziale rispetto al caso A. Tale differenza è ascrivibile al fatto che nel caso A le fasce - a causa dell'assenza di un elemento resistente a trazione accoppiato e in virtù dei criteri interpretativi adottati che trascurano altri

contributi associati ai fenomeni di ingranamento – si plasticizzano a pressoflessione (essendo poi di fatto il momento resistente che sono in grado di sopportare pari a zero) dopo l'applicazione delle forze orizzontali riducendo così la loro azione di accoppiamento dei maschi murari. In altri termini esse nel caso A si degradano subito alla condizione di bielle in grado di accoppiare i maschi ai soli fini traslazionali;

- il comportamento estremamente “fragile” nelle curve dei casi C e Cbis è imputabile al fatto che le curve sono rappresentate rigorosamente in corrispondenza della prima caduta di resistenza tale da produrre un degrado del taglio di base pari al 20%; in realtà a seguito di tale punto la parete esaminata mantiene una capacità residua di equilibrare forze orizzontali di entità ridotta ma non trascurabile (come riportato a titolo di esempio in **Figura 32**) ;
- l'assunzione di una diversa lunghezza efficace del cordolo (casi C e C Bis) determina curve sostanzialmente equivalenti negli effetti globali rispetto al caso A; esse tuttavia differiscono l'una dall'altra – in misura minore rispetto al caso A - per il valore del taglio di base massimo e della rigidezza iniziale (maggiori nel caso Caso C Bis);
- i casi C e C Bis mettono in evidenza come la presenza di cordoli – elementi dotati di rigidezza finita – non sia in generale sufficiente a riprodurre la condizione *upper bound – shear type* .

Suddetti effetti globali e relativi da un caso all'altro sono colti in modo analogo da tutti i software. A conferma di ciò sono riportati in **Figura 32** i risultati ottenuti tramite il software SW1; in questa figura sono riportati con tratto più spesso i risultati fino alla prima caduta del taglio di base (quella poi considerata ai fini della definizione dello spostamento ultimo, come già discusso) e con tratto più fine i punti successivi in cui è possibile osservare come la parete mantenga una capacità residua non trascurabile.

Poiché i risultati dei Casi C e CBis non sono molto diversi, nel seguito nei confronti tra i diversi software sono discusse solo le configurazioni A e C.

Infine si precisa che nel caso dei software SW4 e SW7 nel caso A le fasce di piano sono state modellate direttamente come delle bielle equivalenti. Sull'effetto di tale scelta di modellazione sui risultati sono stati eseguiti ulteriori approfondimenti descritti nei paragrafi seguenti.

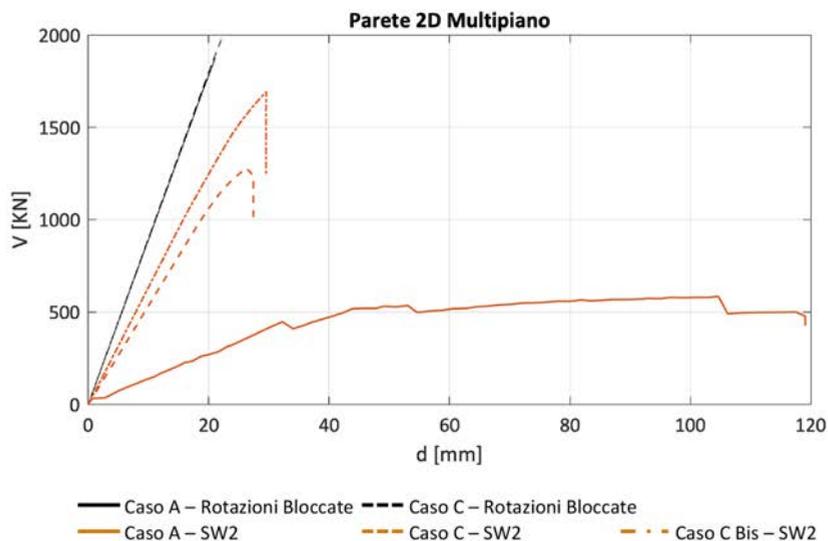


Figura 31 – Confronto delle curve pushover ottenute con il software SW2 nelle tre configurazioni analizzate (Casi A, C e C Bis) e nella configurazione ideale D *shear-type* (curve in nero) (figura riadattata e integrata da Cattari e Magenes 2022 -<https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0> – caso BS3 della Fig.10)

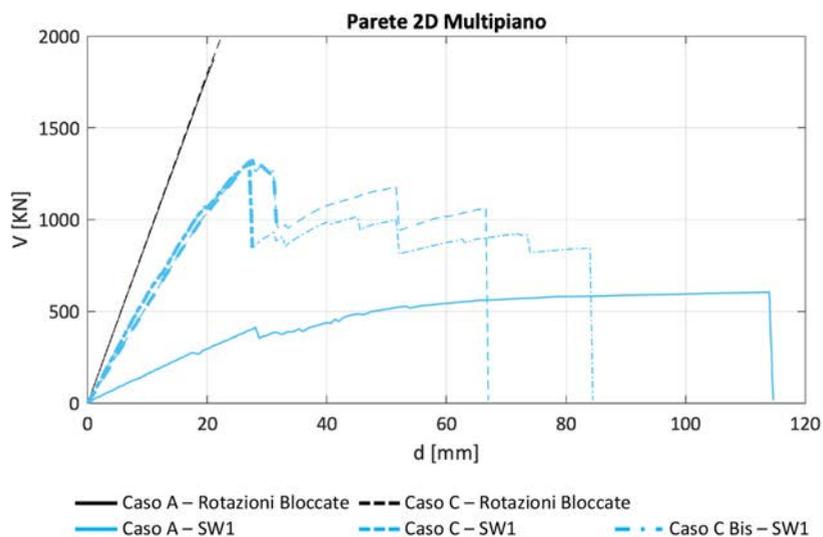


Figura 32 – Confronto delle curve pushover ottenute con il software SW1 nelle tre configurazioni analizzate (Casi A, C e C Bis) : le curve relative ai casi C e Cbis sono riportate anche oltre lo spostamento ultimo individuato dalla prima caduta del taglio di base totale oltre il 20% per mostrare l'evoluzione della capacità residua

5.5.1 Confronto delle masse totali e dello sforzo normale agente nei maschi siti al piano terra a seguito dell'applicazione dei carichi gravitazionali

La **Tabella 19** illustra il confronto in termini di massa totale, ottenuto con i diversi *software* e confrontato col valore calcolato manualmente (trascurando correttamente effetti di compenetrazione fascia-cordolo). Si osservano alcune differenze nella massa totale stimata tra i diversi modelli, in generale di entità molto contenuta (inferiori al 2% nella maggior parte dei casi e comunque inferiori al 5% nel caso del SW2 che presenta le differenze più alte rispetto al calcolo manuale). Tale differenza si ritiene non possa influenzare in misura apprezzabile l'affidabilità dei risultati ottenuti in termini di pushover. Tali differenze sono imputabili a diverse ipotesi assunte dai software in relazione all'altezza efficace delle fasce (quando calcolata automaticamente dal programma di calcolo) e in merito alla compenetrazione tra fasce e cordoli di piano. Si riportano in **Figura 33** i valori di sforzo normale agenti nei maschi del piano terra (identificati in **Figura 41b**) dopo l'applicazione dei soli carichi gravitazionali. I valori stimati dai modelli di calcolo sono confrontati con il corrispondente valore analitico di riferimento ottenuto attraverso i calcoli riportati nella **Scheda di approfondimento F** – Controlli sulla distribuzione dei carichi e delle masse strutturali e basati sulla stima convenzionale delle aree di influenza.

In generale si osserva come per tutti i software si abbia una differenza maggiore tra la stima convenzionale manuale e quella numerica per i maschi centrali nel caso C. Questo risultato è coerente con il fatto che in questo caso – essendo più efficace il grado di accoppiamento tra i maschi in ragione della presenza dei cordoli – sono più significativi gli effetti di redistribuzione a livello della parete; effetti trascurati nel calcolo manuale. Viceversa nel caso A si osserva un accordo molto buono, che risulta minore solo nel caso dei maschi esterni nella stima operata dal SW6.

Al fine di quantificare le differenze suddette, le figure seguenti illustrano il confronto tra i *software* in termini di variazione percentuale dello sforzo normale agente nei maschi del piano terra dopo l'applicazione dei carichi gravitazionali. La variazione è calcolata rispetto al valore medio ottenuto dalla stima derivante dai diversi *software*; è stato privilegiato tale valore di riferimento rispetto a quello derivante dal calcolo manuale poiché la stima numerica tiene conto (se pure in misura un poco diversificata tra i diversi software) anche dei potenziali effetti di redistribuzione all'interno della parete per effetto telaio. Le differenze sono contenute entro il 5% nella maggior parte dei casi, salvo per il SW6 e SW7 per i soli maschi di estremità nel caso A a cui si aggiungono nel caso C anche i due centrali (M04 e M05 in **Figura 41b**). La risposta dei due maschi centrali M04 e M05 può essere influenzata dalle soluzioni adottate a livello locale delle incidenze nodali e degli elementi di accoppiamento eventualmente introdotti tra i due elementi per gestire il fatto che l'apertura del piano terra non prosegue poi ai piani superiori (i maschi M04 e M05 sono infatti poi seguiti dall'unico maschio M12 al livello superiore). Tali differenze sono comunque contenute entro il 10% (o di pochissimo superiori).

Tabella 19 – Masse totali [kg] stimate dai diversi software e valore di riferimento ottenuto dal calcolo manuale per i due casi A e C.

	Caso A		Caso C	
	[kg]	% (sulla stima manuale)	[kg]	% (sulla stima manuale)
SW1	363057.1	-2%	384124.3	-2%
SW2	352949.0	-5%	374426.1	-4%
SW3	369776.4	0%	391259.8	0%
SW4	369100.9	0%	385610.2	-1%
SW5	369132.1	0%	387293.4	-1%
SW6	368788.0	0%	387887.0	-1%
SW7	362438.3	-2%	383920.5	-2%
Calcolo manuale	369650.0	-	391125.3	-

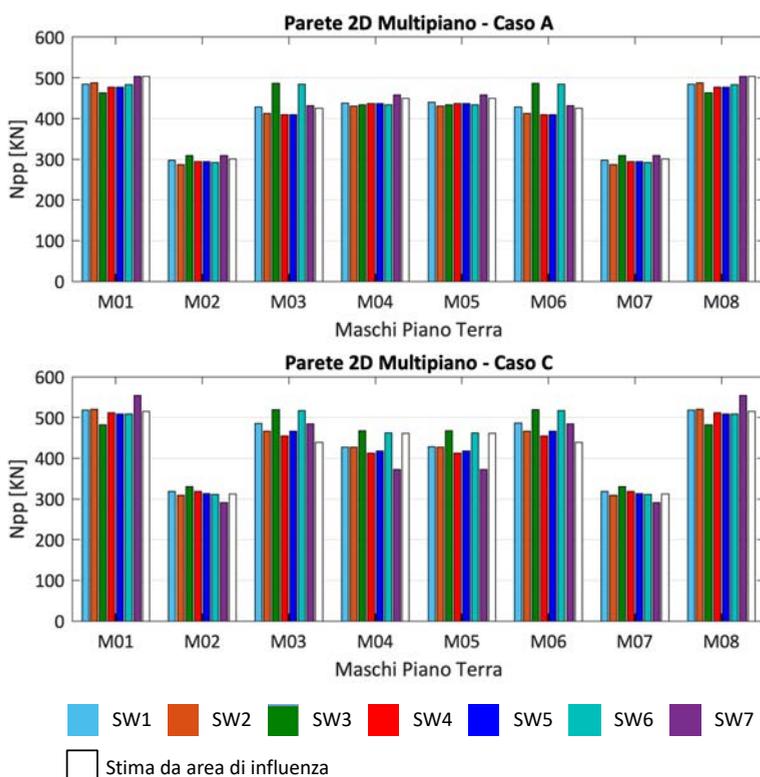


Figura 33 – Valori di sforzo normale agenti nei maschi del piano terra nei casi A e C dopo l'applicazione dei carichi gravitazionali.

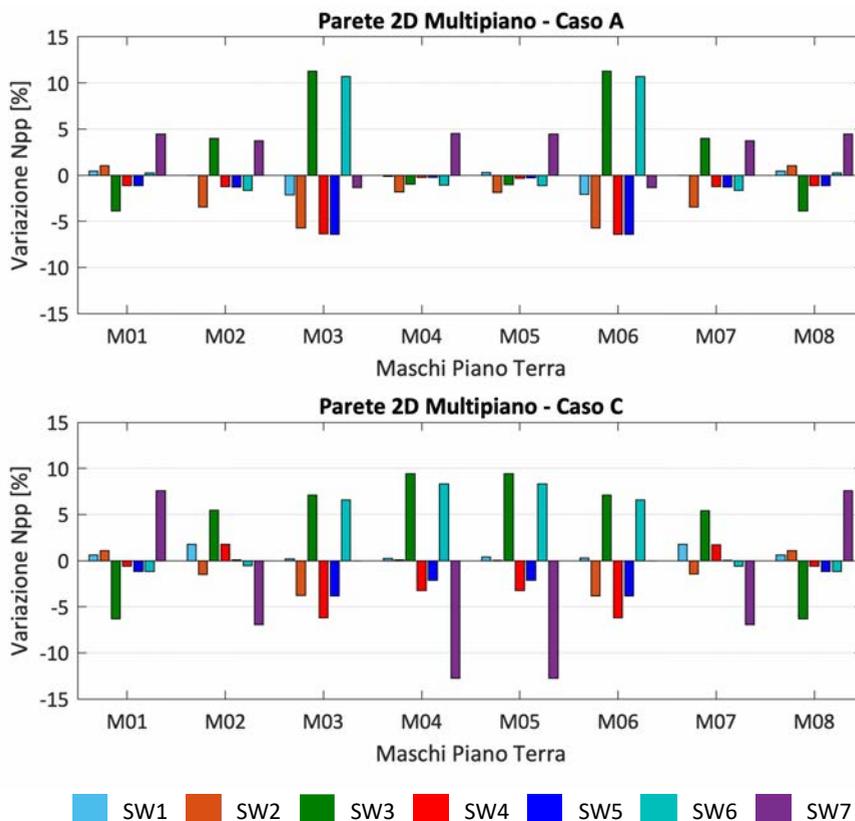


Figura 34 – Variazioni percentuali rispetto alla media sul valore di sforzo normale agente nei maschi del piano terra a peso proprio.

5.5.2 Confronto delle curve *pushover* globali e delle relative bilineari equivalenti

La Figura 35 riporta i confronti in termini di curve *pushover* ottenute con i diversi *software*. Si precisa che la scala degli assi adottata nei grafici è diversa nelle due casi analizzati (A e C), al fine di facilitarne la lettura. Per ulteriori considerazioni sul confronto dei casi A e C si rimanda invece alla Figura 31 e alla sua discussione.

Nel caso A si richiama come, nei risultati riportati in Figura 35, per 4 software su 7 le fasce siano state modellate come elementi trave, che tuttavia per le ragioni già discusse risultano plasticizzate a pressoflessione fin dall'inizio dell'analisi (lo stesso comportamento si osserva anche nel caso degli altri programmi di calcolo nel caso in cui la fascia non sia degradata a bielle dall'inizio); viceversa, nel caso dei software SW4 e SW7

le fasce sono state modellate direttamente come bielle equivalenti. Nel SW3 le fasce sono automaticamente trasformate in bielle a seguito della verifica del raggiungimento delle condizioni di plasticizzazione dopo l'applicazione dei carichi gravitazionali. Al fine dunque di approfondire gli effetti di tale scelta di modellazione e la differenza rilevata in **Figura 35** in particolare nella rigidezza iniziale stimata dai SW3, SW4 e SW7, rispetto agli altri, sono state rieseguite le analisi con il SW6 e il SW2 modellando le fasce fin dall'inizio come bielle; tali programmi consentono infatti di gestire agevolmente il passaggio dall'opzione di modellazione tramite trave o biella. Si precisa che in tutti i casi gli estremi della biella sono posti alla quota del solaio.

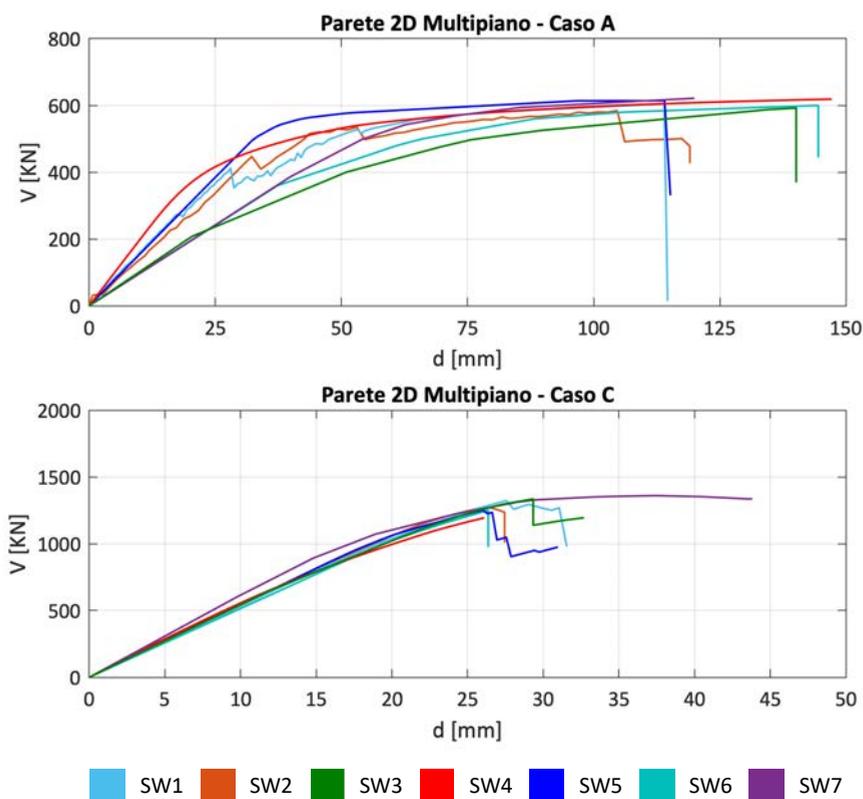


Figura 35 – Curve *pushover* globali ottenute con i diversi software impiegati per la struttura benchmark n° 3 – Parete 2D multipiano.

Le curve *pushover* ottenute adottando alternativamente queste due ipotesi di modellazione delle fasce sono illustrate in **Figura 36** mostrando altresì come in questo

caso la rigidezza riprodotta sia analoga a quella stimata con gli altri *software* in cui l'ipotesi di biella sia stata assunta a priori come più coerente per la configurazione di tipo A.

Per quanto riguarda il SW4 e i risultati del caso A si osserva che - benché le fasce siano state modellate come bielle - la rigidezza iniziale sia superiore a quella degli altri modelli in cui le fasce sono state modellate come travi. Questa differenza è imputabile al diverso progressivo degrado della rigidezza che tale modello consente di simulare. In questo caso il valore dei moduli elastici adottati per i maschi murari corrisponde a quello iniziale poiché è poi il legame costitutivo a fibre che consente di descrivere il degrado di rigidezza che viceversa negli altri modelli è considerato convenzionalmente facendo da subito riferimento a parametri di rigidezza fessurata calcolati tramite il fattore 0.5. Inoltre secondo la formulazione adottata da tale legame il modulo a taglio G non può essere assegnato liberamente dall'utente ma è calcolato dalla teoria dell'elasticità a partire da dalla nota relazione dell'elasticità pari a $E/(2(1+\nu))$.

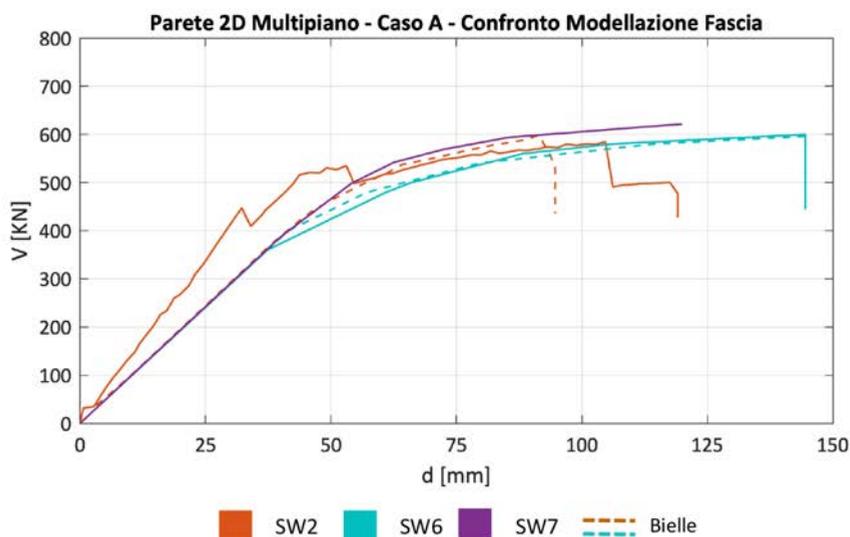


Figura 36 – Confronto curve *pushover* usando due diverse ipotesi di modellazione della fascia coi software SW2 e SW6 (linea continua tramite trave – linea tratteggiata tramite biella). Esse sono confrontate con la curva del SW7 che adotta direttamente la modellazione a biella per il Caso A.

La **Figura 37** riporta il confronto in termini di bilineari equivalenti ottenute dalle curve *pushover*.

Nel caso A, si osservano differenze più apprezzabili nella rigidezza iniziale rispetto al confronto delle curve *pushover*; questo è conseguenza dei criteri convenzionali adottati per la definizione della bilineare che impongono la pendenza del ramo iniziale tramite il passaggio in corrispondenza di un punto prefissato della curva *pushover* (pari al taglio alla

base pari al 70% del valore massimo che in alcune curve corrisponde a fasi della curva in cui essa ha deviato significativamente dalla pendenza iniziale).

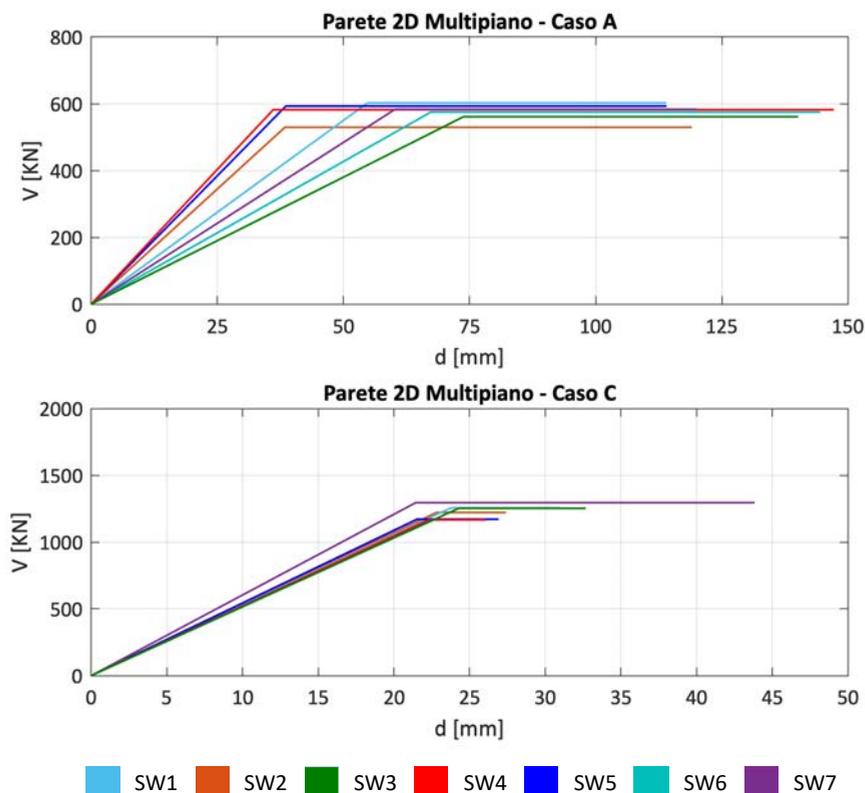


Figura 37 – Bilineari equivalenti ottenute con i diversi software impiegati per la struttura benchmark n° 3 – Parete 2D multipiano.

5.5.3 Variazione percentuale delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente

Nel calcolo del valore medio assunto a riferimento per il calcolo della variazione percentuale delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente (K , V_y e D_u) rappresentati in **Figura 38** sono state assunte tutte le stime fornite dai modelli impiegati appartenenti al Gruppo 1. Nel caso A occorre tenere presente che il maggiore scarto e dispersione nei risultati, in particolare nella rigidezza, deriva dal fatto che nella media sono state considerate modellazioni non del tutto equivalenti (almeno in senso stretto), sebbene tutte plausibili scelte che potrebbero essere operate dai professionisti. Si richiama infatti come in alcune modellazioni la fascia è stata degradata a priori come

biella da subito mentre in altre no (essendo quindi modellata come trave per poi di fatto plasticizzarsi nei primi passi).

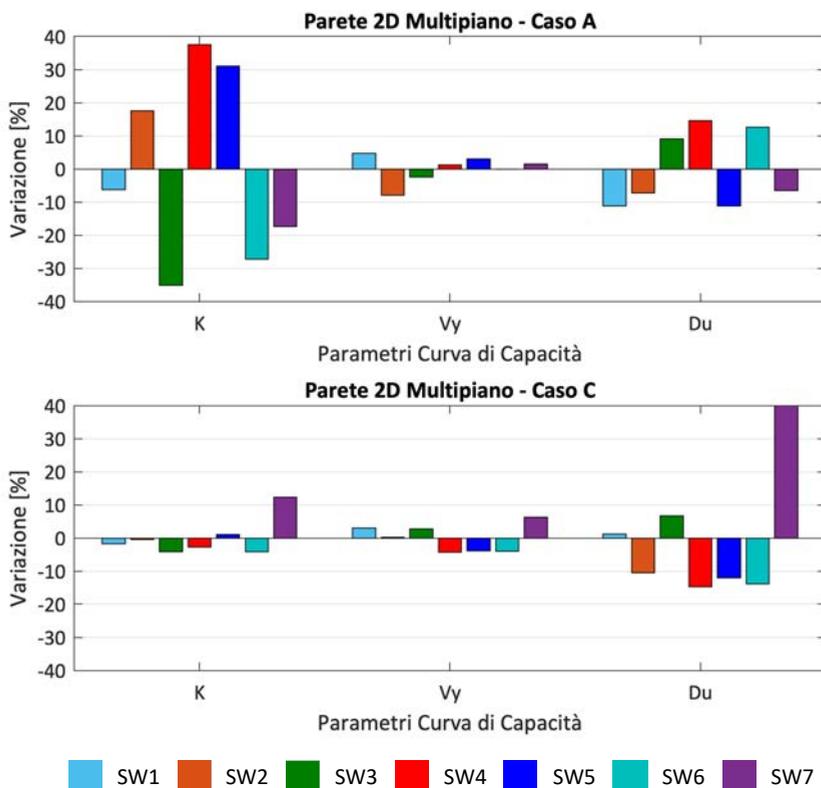


Figura 38 – Variazione percentuale rispetto al valore medio delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente per la struttura benchmark n° 3 – Parete 2D multipiano.

5.5.4 Confronto della variazione dello sforzo normale nei maschi siti al piano terra

Nel seguito, è riportato il confronto della variazione dello sforzo normale nei maschi del piano terra rispettivamente per il Caso A (**Figura 39**) e il caso C (**Figura 40**) a titolo di esempio per cinque dei software utilizzati. La numerazione dei maschi fa riferimento alla **Figura 41**.

Si osserva un ottimo accordo dei risultati. I maschi M01 e M08 all'estremità del telaio sono quelli potenzialmente più soggetti a fenomeni di incremento/decremento dello stato di compressione (elemento sopra e sotto vento) quando il grado di collegamento tra gli elementi sia efficace e garantito: ecco che quindi tale fenomeno si osserva nel caso C e non nel caso A.

Nel caso dei due maschi centrali M04 e M05 l'effetto di incremento/decremento di compressione è viceversa indotto in entrambi i casi (A e C) dalla presenza di un elemento rigido che li accoppia in testa. Tale elemento è presente in virtù del fatto che - secondo la schematizzazione a telaio equivalente adottata e proposta nella scheda di input del caso benchmark n°3 - in ragione dell'assenza delle aperture ai piani superiori tale regione è stata modellata come un nodo rigido.

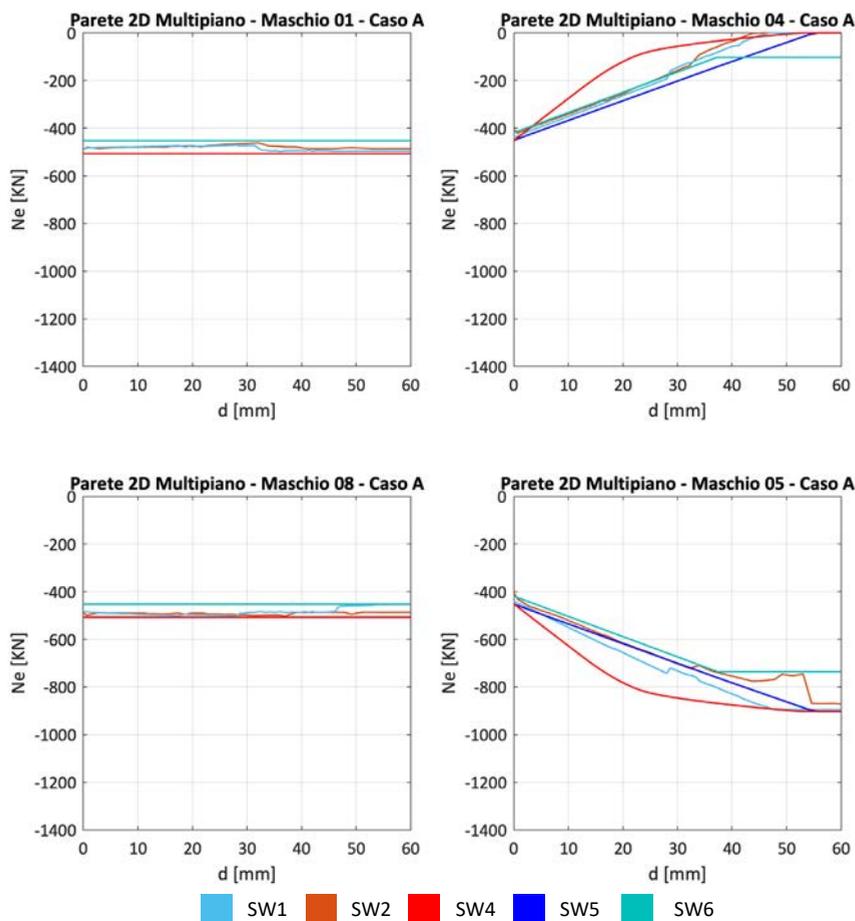


Figura 39 – Caso A (fasce deboli): Variazione dello sforzo normale in alcuni maschi al piano terra: maschi 01, 04, 08 e 05.

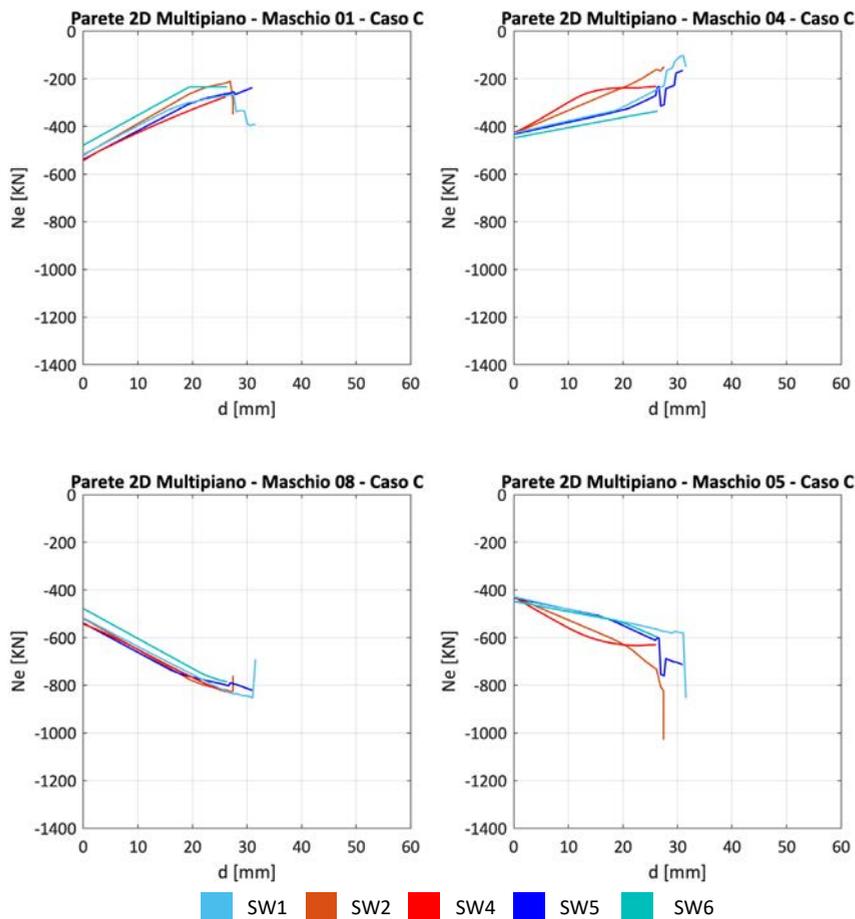


Figura 40 – Caso C (con cordoli): Variazione dello sforzo normale in alcuni maschi al piano terra: maschi 01, 04, 08 e 05.

5.5.5 Confronto della modalità di rottura predetta dai software in corrispondenza dello spostamento ultimo per i maschi e le fasce ai vari livelli

La Figura 41 richiama, per agevolare la lettura dei grafici successivi, la legenda adottata per le diverse modalità di danneggiamento nonché la numerazione assegnata agli elementi strutturali della parete.

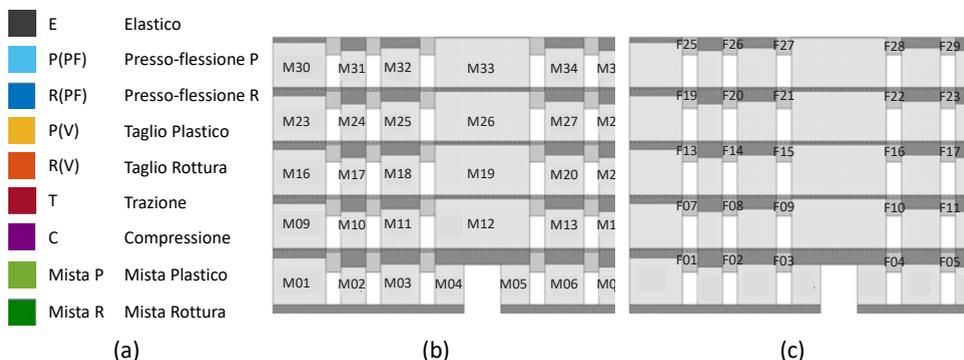


Figura 41 – Legenda adottata per le modalità di danneggiamento degli elementi (a) e numerazione assegnata agli elementi strutturali della parete – (b) maschi e (c) fasce per la struttura benchmark n°3

La **Figura 42** illustra nella vista completa della parete la modalità di danno simulata da ciascun *software* nel caso A; viceversa le **Figura 43** e **Figura 45** illustrano i risultati in maniera compatta attraverso la rappresentazione illustrata al §5.2 rispettivamente per le fasce e i maschi murari dei vari livelli. Nella **Figura 42** sono rappresentate da apposita campitura (colore bianco) i casi in cui la fascia è stata modellata direttamente come biella (SW3, SW6 e SW7); in questi casi implicitamente la risposta è assimilabile alla condizione di attivazione della plasticizzazione a pressoflessione.

Nel caso A, che ci si aspetta sia dominato da una risposta a pressoflessione dei maschi murari (poiché le fasce forniscono un accoppiamento di minore efficacia tra essi) e da una plasticizzazione delle fasce fin dai primi passi dell'analisi, i programmi mostrano un sostanziale accordo.

Si osserva infatti come le fasce risultino danneggiate a pressoflessione in tutti i casi, salvo quelli in cui sono modellate come bielle (per i quali lo stato rilevato è evidentemente quello elastico dal momento che la plasticizzazione a flessione è stata assunta di fatto a priori). Per quanto riguarda i maschi, la quasi totalità dei *software* concorda nel predire una modalità di danno con concentrazione del raggiungimento della condizione di plasticizzazione o rottura per pressoflessione al piano terra; infatti lo schema statico dei maschi è quello di mensole collegate ai fini traslazionali alla quota dei solai e la sezione di base del piano terra risulta quella più impegnata in termini di momento flettente.

Analogamente, la **Figura 45** illustra nella vista completa della parete la modalità di danno simulata da ciascun *software* nel caso C; viceversa le **Figura 46** e **Figura 47** illustrano i risultati in maniera compatta attraverso la rappresentazione illustrata al §5.2 rispettivamente per le fasce e i maschi murari dei vari livelli.

CASO A

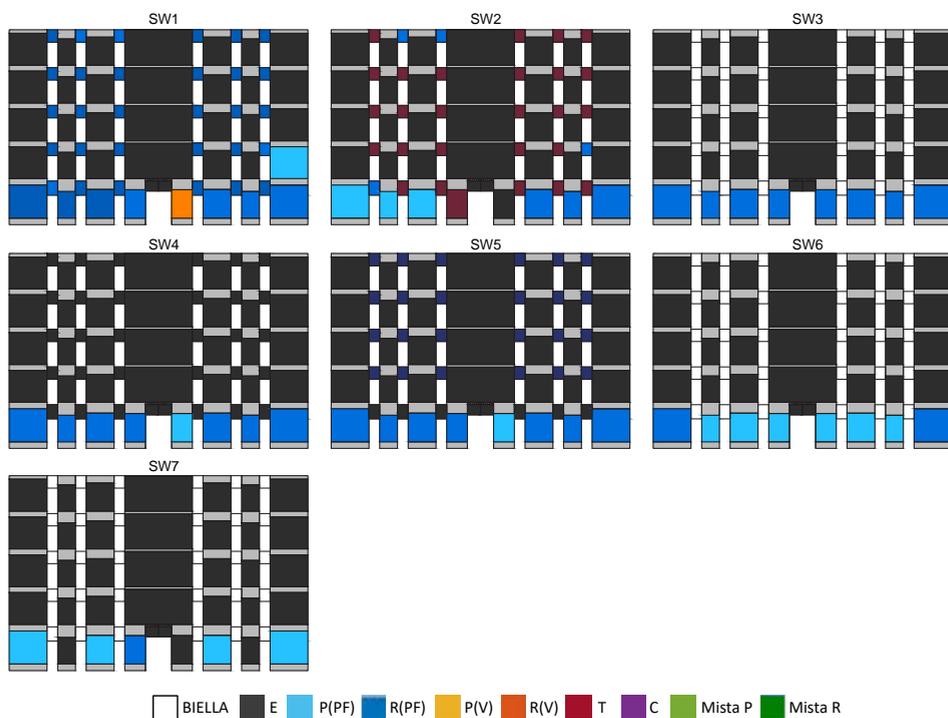


Figura 42 – Rappresentazione a scala della parete della modalità di danno stimata dai *software* nel caso A della struttura benchmark n°3

Nel caso C, per le fasce si trova un sostanziale accordo nella predizione della rottura a taglio diagonale per tutti i livelli salvo l'ultimo in cui le fasce esibiscono una modalità di danno prevalente a pressoflessione. Questo risultato è coerente con la presenza di cordoli accoppiati a tutti i livelli tranne all'ultimo piano; la presenza del cordolo – e quindi di un elemento resistente a trazione accoppiato – conferisce una maggiore resistenza a pressoflessione alla fascia favorendo così l'attivazione del meccanismo a taglio almeno nei livelli intermedi in cui tale elemento è presente.

Nel caso dei maschi, in generale si osserva che per tutti l'ultimo livello risulta plasticizzato a pressoflessione. Anche per il piano terra la maggior parte dei software (a parte il caso SW4) è coerente nello stimare la plasticizzazione a pressoflessione di alcuni o buona parte dei maschi.

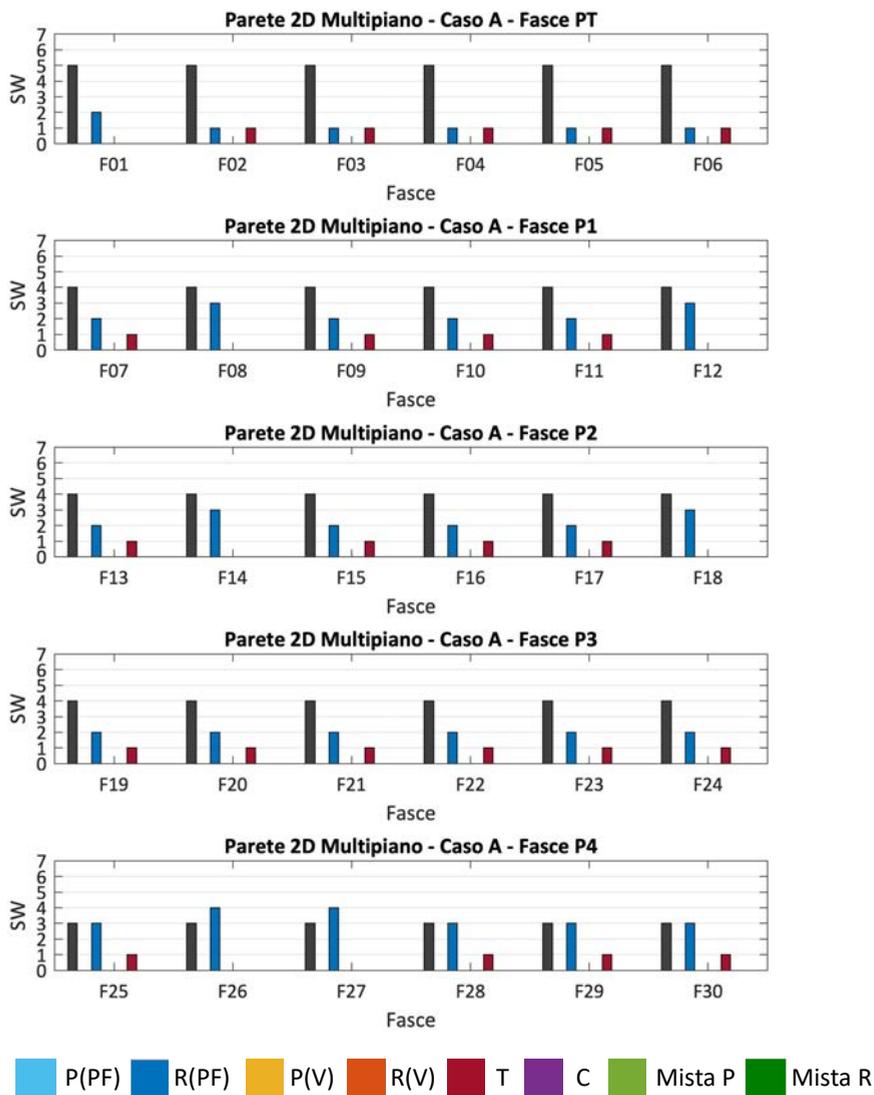


Figura 43 – Modalità di rottura predetta dai diversi software in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u (SLV) per le fasce dei vari livelli – Caso A.

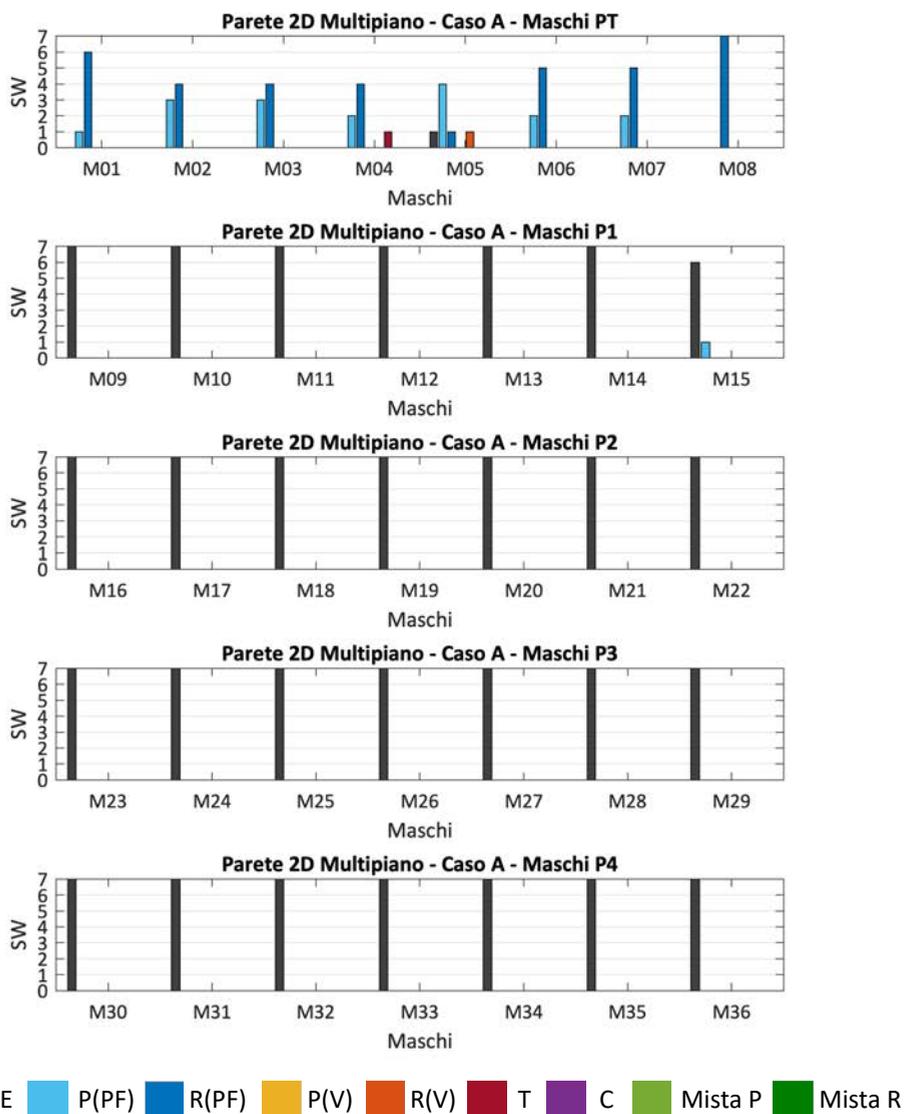


Figura 44 – Modalità di rottura predetta dai diversi software in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u (SLV) per i maschi dei vari livelli – Caso A.

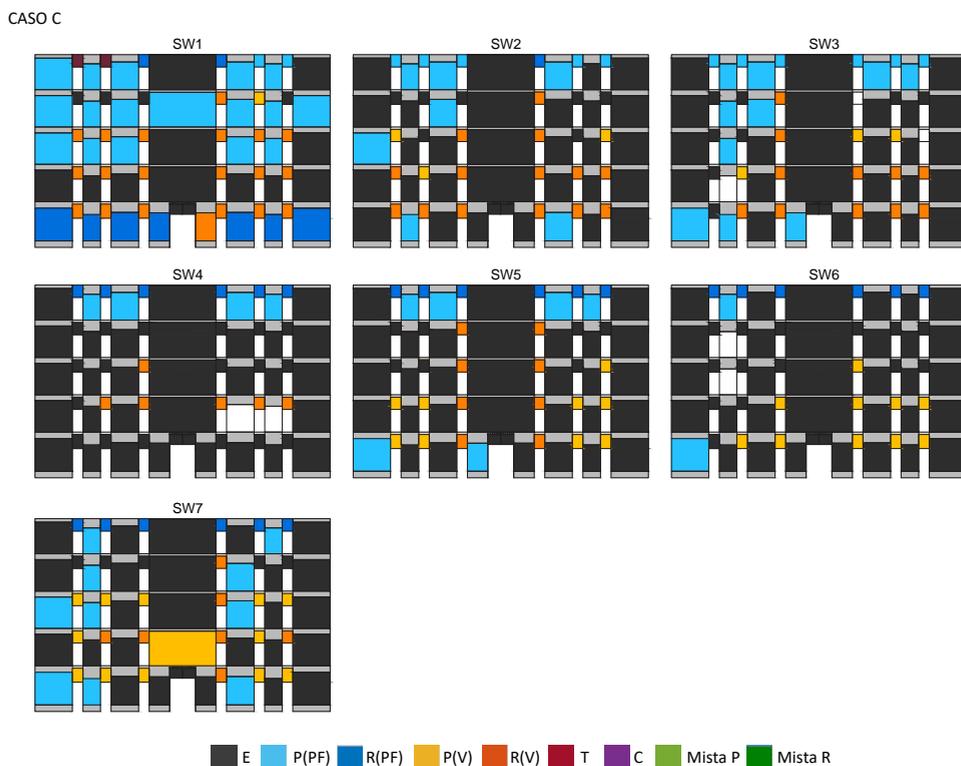


Figura 45 – Rappresentazione a scala della parete della modalità di danno stimata dai *software* nel caso C della struttura benchmark n°3

Solo nel caso del SW7 si plasticizza a taglio il maschio centrale del primo livello, probabilmente a causa di un differente grado di accoppiamento fornito tra i due elementi di base sottostanti.

Riguardo i maschi centrali del piano terra M04 e M05 si osservano alcune differenze nelle predizioni della modalità di rottura (in un caso a taglio, nella maggior parte a pressoflessione).

L'approfondimento in termini di domini di resistenza consente di spiegare la maggiore diversificazione nei risultati.

Infatti i maschi del piano terra sono caratterizzati da un valore dello sforzo normale iniziale (a seguito dell'applicazione dei carichi gravitazionali) che si pone in una regione del dominio di resistenza in cui la previsione del taglio ultimo fornita dai criteri a taglio e a pressoflessione è piuttosto "vicina".

La **Figura 47** illustra i domini per alcuni maschi rappresentativi del piano terra in cui:

- le curve rossa e azzurra corrispondono alla previsione fornita dal criterio per pressoflessione nello schema di vincolo di doppio incastro e mensola rispettivamente. Evidentemente nel caso C è atteso che la previsione sia prossima alla curva rossa, che tuttavia costituisce comunque una sovrastima di quella reale (essendo il punto di flesso non proprio a metà del pannello dal momento che i cordoli non sono in grado di riprodurre esattamente la configurazione ideale *shear-type*);
- le linee verticali nere a linea continua e tratteggiata rappresentano il valore dello sforzo normale a seguito dell'applicazione dei carichi gravitazionali (il valore si riferisce al valore medio assunto anche a riferimento per il calcolo degli scarti illustrati al §5.5.1) e il relativo intervallo di variazione attesa (come stimato dai risultati delle analisi numeriche).

Nel caso A, si osserva come nell'intervallo di interesse di variazione dello sforzo normale la previsione minima sia offerta sistematicamente dal criterio di resistenza a pressoflessione (schema statico ideale prossimo alla mensola).

Viceversa, nel caso C, al variare del valore corrente dello sforzo normale il valore minimo è offerto alternativamente dal criterio a taglio o da quello a pressoflessione. Anche modeste differenze nelle variazioni dello sforzo normale dei maschi murari possono quindi ripercuotersi in diverse previsioni della modalità di danno prevalente a fronte tuttavia di differenze non significative in termini di valore del taglio ultimo.

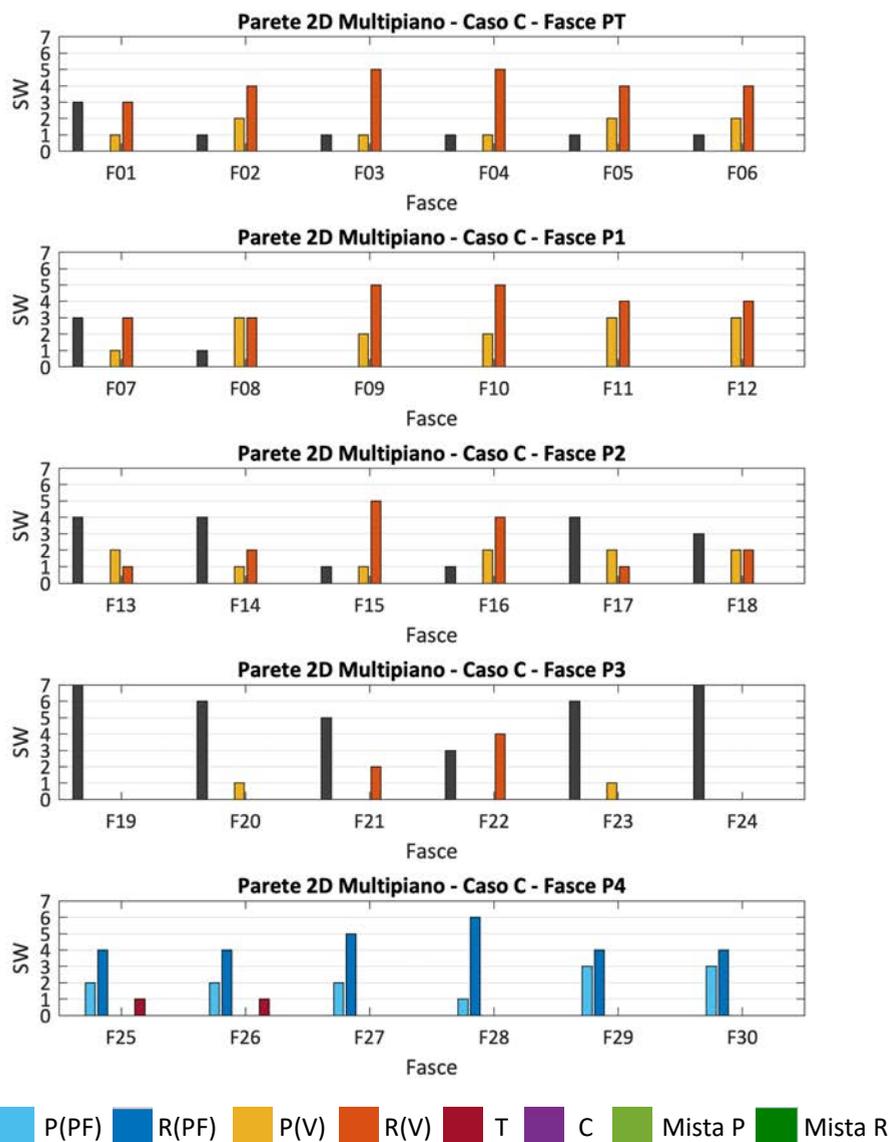


Figura 46 – Modalità di rottura predetta dai diversi software in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u (SLV) per le fasce dei vari livelli – Caso C.

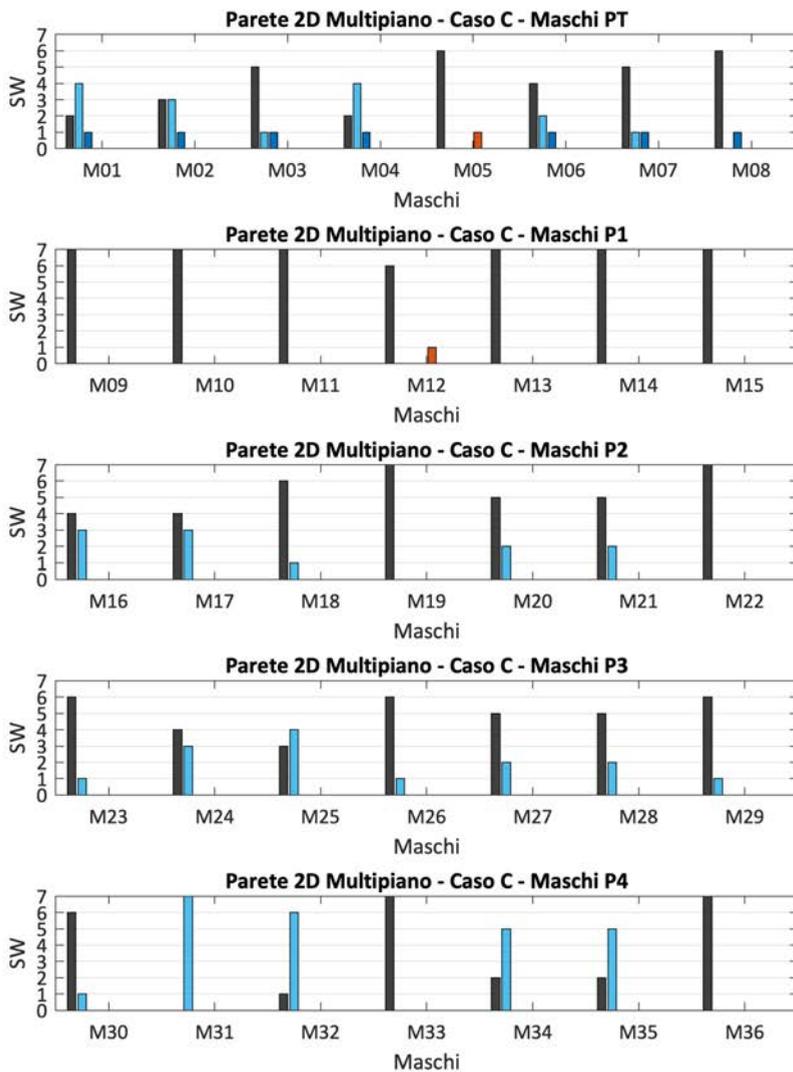


Figura 47 – Modalità di rottura predetta dai diversi software in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u (SLV) per i maschi dei vari livelli – Caso C.

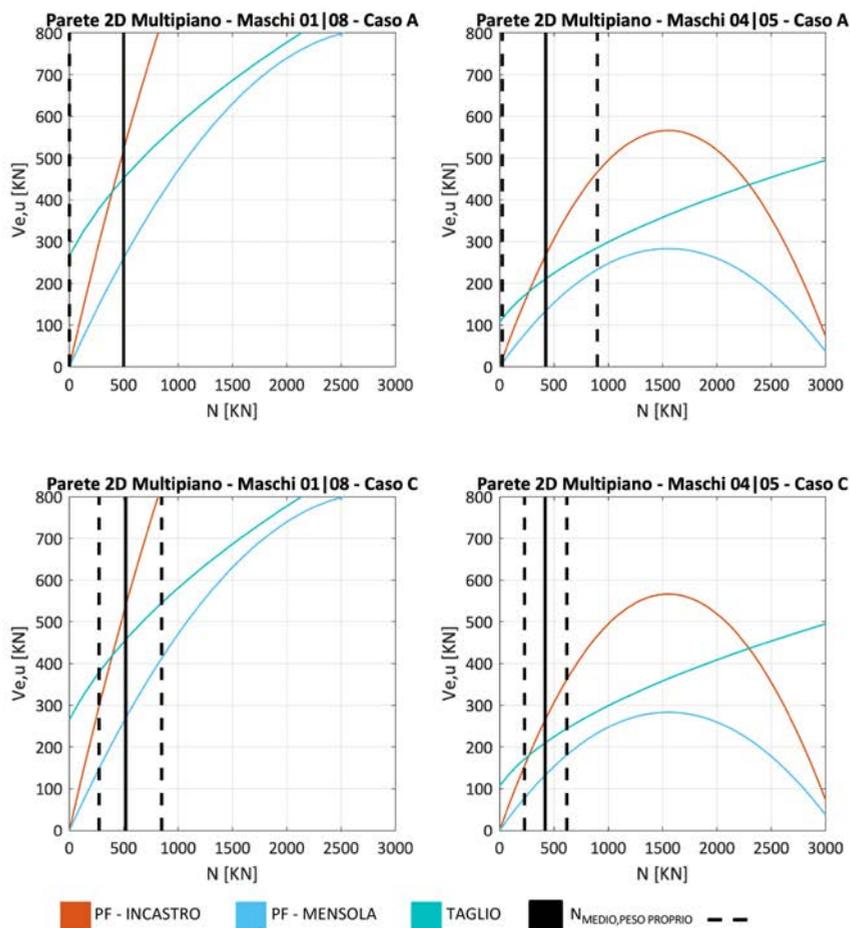


Figura 48 – Domini di resistenza di alcuni dei maschi posti al piano terra della struttura benchmark n°3 – Parete 2D multipiano: Caso A, maschi 01-08 e maschi 04-05; Caso C, maschi 01-08 e maschi 04-05.

5.5.6 Confronto delle curve taglio-spostamento dei maschi siti al piano terra

Le **Figura 49** e **Figura 50** riportano le curve taglio-spostamento dei maschi siti al piano terra a titolo di esempio per 5 dei *software* impiegati (la numerazione dei maschi fa riferimento alla **Figura 41**).

Anche in questo caso si osserva un buon accordo dei risultati, in particolare nel caso C. Lo spostamento riportato in ascisse è quello medio pesato di sommità dell'edificio. Si precisa che la differenza nella rigidezza iniziale degli elementi è apparente, dal momento

che in ascisse è riportato lo spostamento di sommità della parete e non quello in testa al singolo elemento.

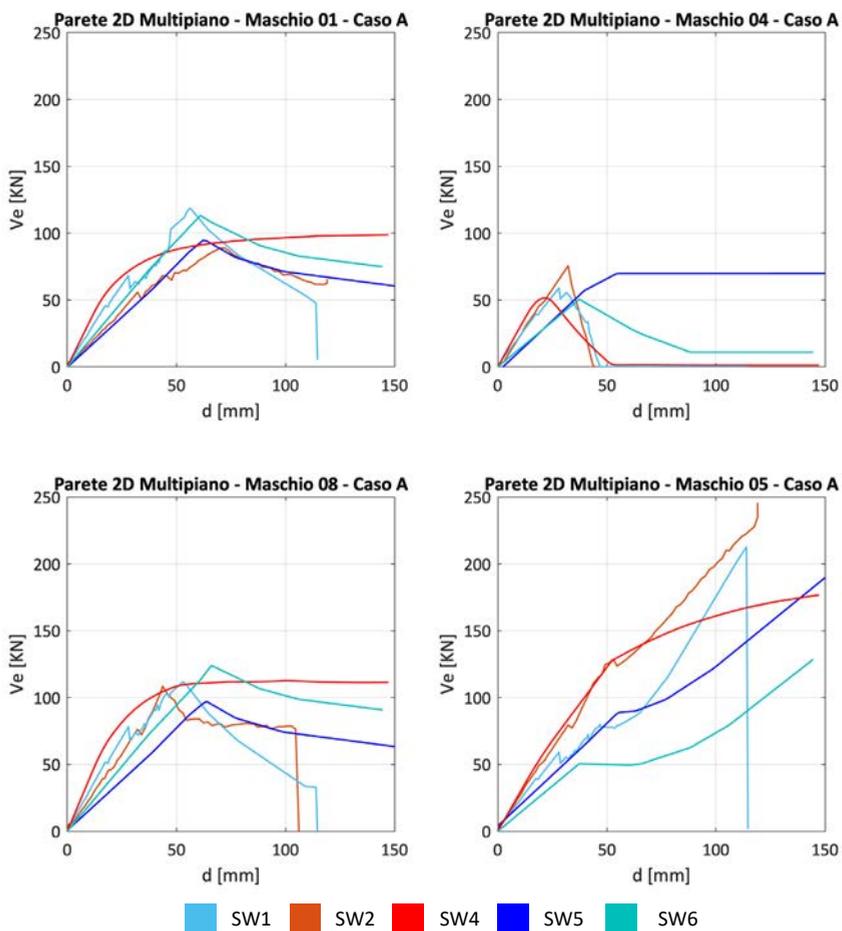


Figura 49 – Caso A (fasce deboli): Curve taglio-spostamento per alcuni maschi al piano terra: maschi 01, 04, 08 e 05.

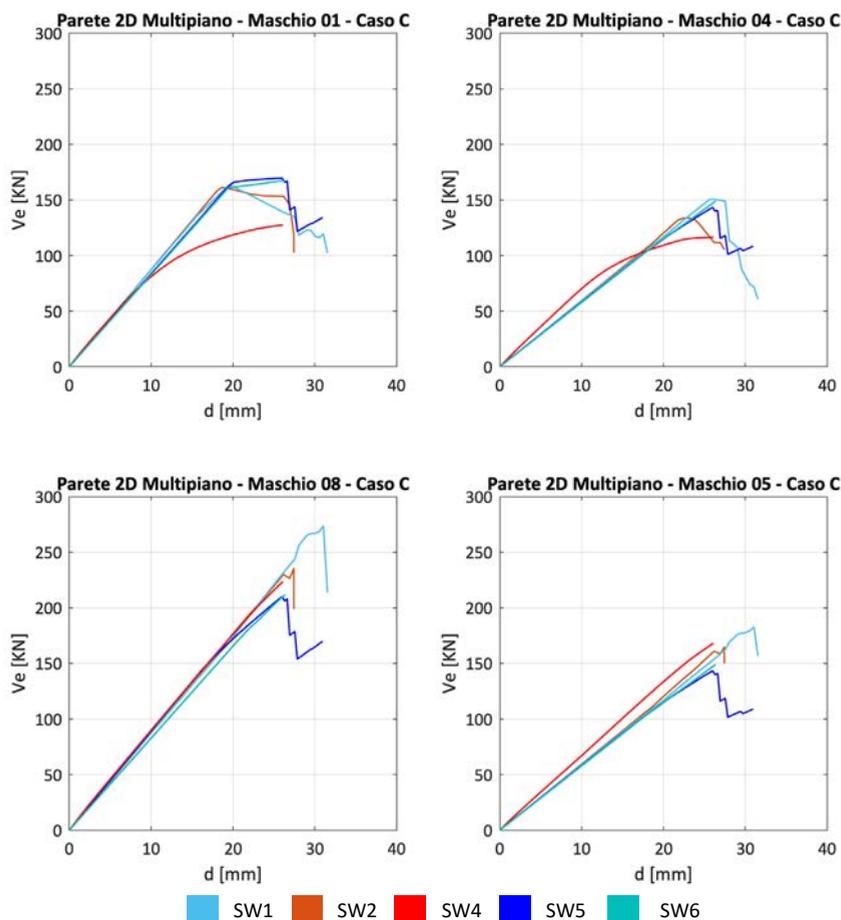


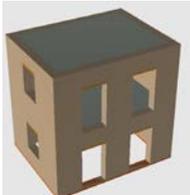
Figura 50 – Caso C (con cordoli): Curve taglio-spostamento per alcuni maschi al piano terra: maschi 01, 04, 08 e 05.

5.6 Struttura benchmark n° 4 – Edificio monocellula bipiano

Nel seguito sono illustrati i confronti dei risultati delle analisi svolte sulla struttura benchmark n° 4 (edificio monocellula bipiano) al variare della disposizione delle aperture sui quattro lati (considerando i casi di regolarità e di irregolarità in pianta, associati alla condizione di regolarità in elevazione, ossia configurazioni geometriche I e II schematizzate in **Figura 51**) ed assumendo diverse configurazioni delle fasce murarie (considerate non accoppiate oppure accoppiate ad elementi resistenti a trazione di differente tecnologia - **Tabella 20**), come descritto nel dettaglio nella Scheda benchmark

n°4 di **Allegato I**. In particolare, in **Figura 52** è illustrata la disposizione delle aperture nelle pareti, combinate nelle configurazioni geometriche considerate (**Figura 51**).

Tabella 20 – Sintesi delle varianti analizzate nel caso della struttura benchmark n° 4 – Edificio monocellula bipiano.

Struttura benchmark	Varianti analizzate	Finalità
<p>Edificio mono-cellula bipiano</p>  <p><i>si veda la Scheda benchmark 4</i></p>	<p>Al variare di diverse disposizioni di aperture (regolare e irregolare) sui quattro lati e diverse configurazioni della fascia (senza o con elementi resistenti a trazione accoppiati):</p> <p>Caso A) fasce non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione</p> <p>Caso B) fasce accoppiate a catene</p> <p>Caso C) fasce accoppiate a cordoli in ca</p> <p>Caso D) presenza di elementi infinitamente rigidi flessionalmente ed assialmente a livello di piano – “shear type”</p>	<p>Analisi degli effetti di accoppiamento maschio-fascia a livello del sistema parete e degli effetti torsionali conseguenti all'accoppiamento delle pareti fornito dal sistema solaio sulla risposta 3D</p>

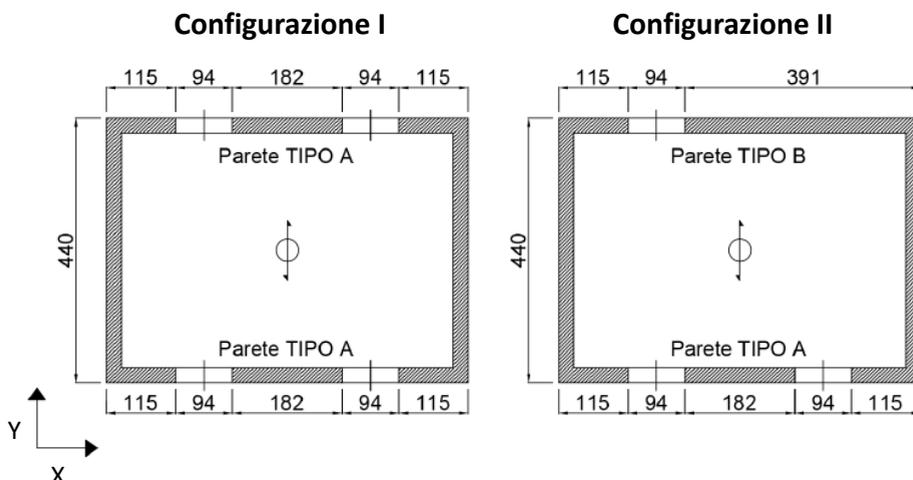


Figura 51 – Configurazioni geometriche planimetriche analizzate per la struttura benchmark n°4 (misure in cm) (figura riadattata da Manzini et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2> e presente nel materiale supplementare di Cattari e Magenes 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>)

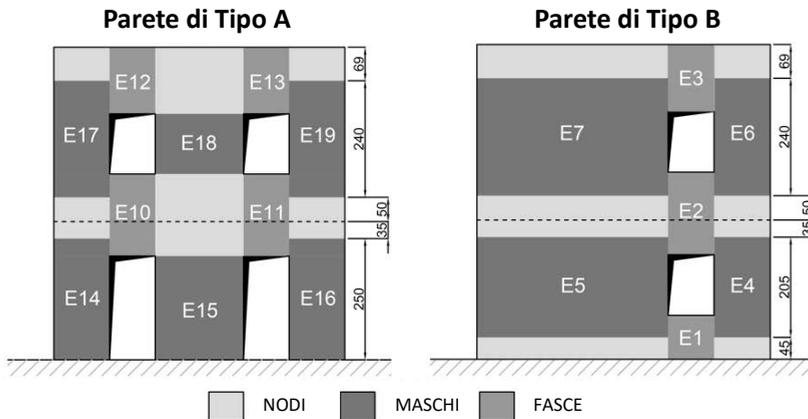


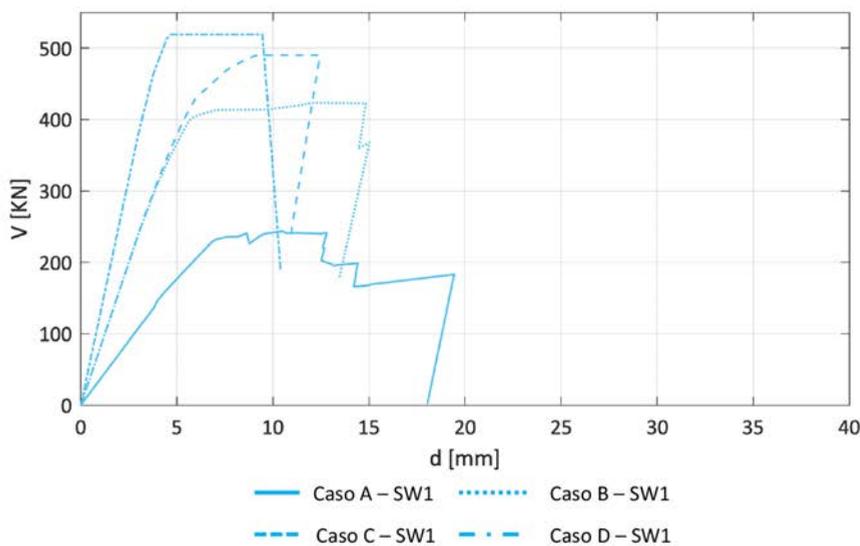
Figura 52 – Geometrie delle pareti considerate per il caso benchmark n°4 con identificativo degli elementi strutturali (figura riadattata da Manzini et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2> e presente nel materiale supplementare di Cattari e Magenes 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>)

La **Figura 53** riporta, al variare delle quattro ipotesi assunte in merito alla configurazione della fascia (Casi A, B, C e D) e con riferimento, a solo titolo di esempio, al *software* SW1:

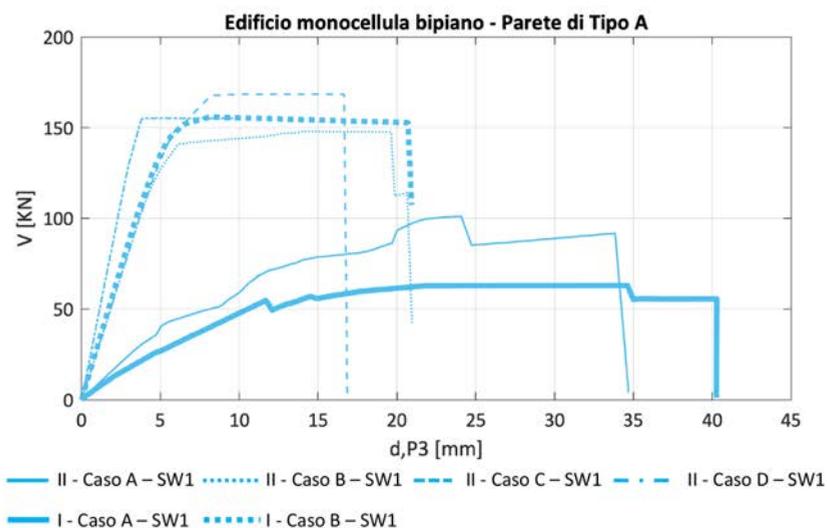
- le curve *pushover* globali della configurazione geometrica I (**Figura 53a**);
- le curve *pushover* riferite alla parete di “TIPO A” ottenute dalle analisi delle configurazioni geometriche I e II, al variare della configurazione delle fasce murarie considerate (**Figura 53b**).

Come si può osservare in **Figura 53a**, passando dal Caso A al Caso D (corrispondente alla condizione ideale *shear type*), sia la rigidezza globale che il taglio di base massimo della struttura aumentano progressivamente, mentre la capacità di spostamento ultima si riduce. Il risultato è coerente e analogo a quanto già osservato nel caso della struttura benchmark n°3. La stessa evoluzione della risposta, passando da una configurazione all’altra, è riprodotta in modo analogo anche dagli altri *software*, anche se in alcuni casi (SW5, SW7) si osserva una differenza meno marcata tra i casi B (presenza di catene accoppiate alle fasce) e C (presenza di cordoli in c.a. accoppiati alle fasce) (**Figura 53**). La **Figura 53b** consente di operare ulteriori controlli sulla coerenza della risposta numerica della parete di Tipo A. Nelle configurazioni geometriche I e II, tale parete risulta caratterizzata dalla medesima configurazione geometrica, pertanto sono attese risposte “analoghe”, a parità di ipotesi sugli elementi orizzontali accoppiati alle fasce murarie. Correttamente, quindi, i risultati delle configurazioni I-A e II-A e quelli delle configurazioni I-B e II-B, II-C risultano fra loro coerenti, in particolare in relazione alla rigidezza iniziale. Alcune differenze, con particolare riferimento al taglio massimo di base, sono invece giustificabili tenuto conto dei differenti effetti di redistribuzione delle azioni e di

variazione dello sforzo normale nei maschi murari dovuti dall'accoppiamento della parete di Tipo A, alternativamente, con una parete di Tipo A (configurazione geometrica I) oppure B (configurazione geometrica II).



a.



b.

Figura 53 – a) Curve *pushover* globali ottenute con il SW1 per le configurazioni A, B, C e D delle fasce, nella configurazione geometrica II; b) Curve *pushover* della parete di Tipo A ottenute con il SW1 per le configurazioni geometriche I e II e per le configurazioni A, B e C delle fasce murarie (figura riadattata da Manzini et al.2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>)

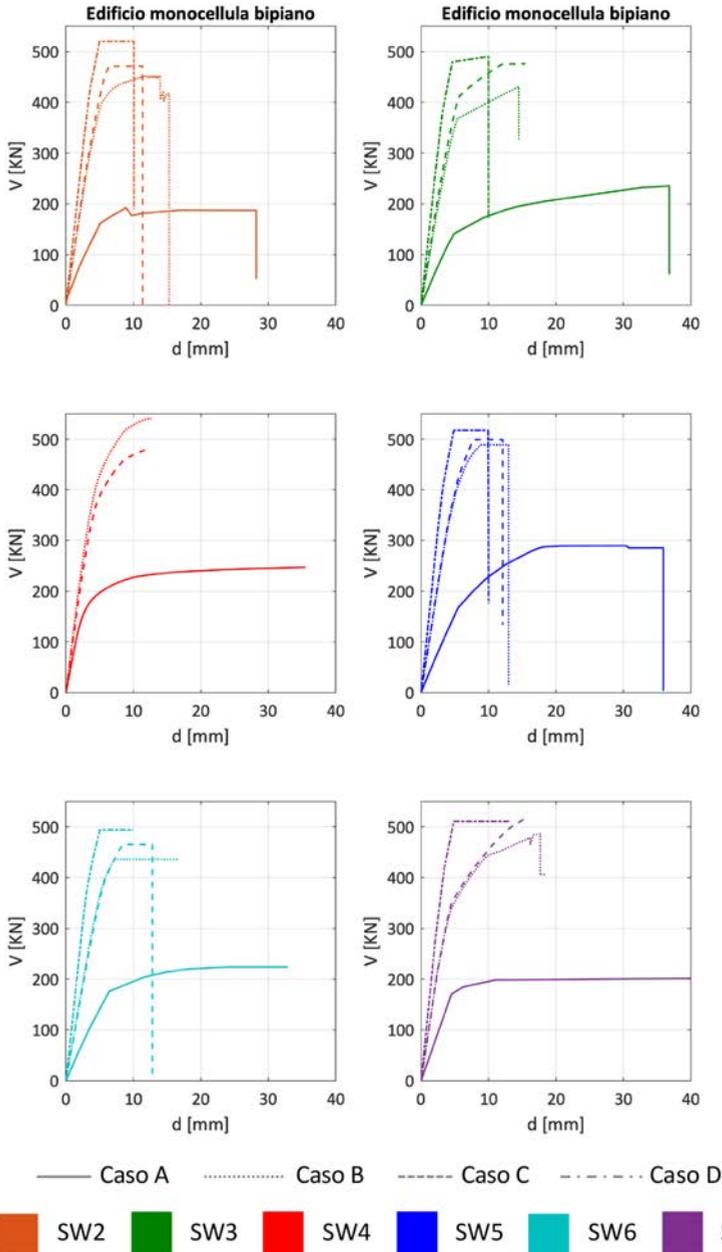


Figura 54 – Curve *pushover* globali ottenute con i *software* basati su modellazione a telaio equivalente impiegati passando dalla configurazione A alla D delle fasce murarie (figura riadattata da Manzini et al.2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>)

Nei paragrafi seguenti sono presentati i risultati relativi alla sola **configurazione II** (la quale, rispetto alla configurazione I, risente maggiormente degli effetti di redistribuzione delle azioni da una parete all'altra) e in maniera più estesa con riferimento ai Casi A e C, mentre dei Casi B e D sono riportati soltanto alcuni risultati, a conferma di alcune tendenze nei risultati ottenuti.

Si rimanda a successive versioni del documento il confronto integrale dei risultati, precisando che le considerazioni di carattere generale relative alla configurazione II qui riportate valgono anche per la configurazione I.

I confronti interessano le risposte numeriche valutate, rispettivamente, mediante **sette software** per il Caso A e **otto** per il caso C. In particolare, con riferimento al Caso A, i risultati sono stati ottenuti esclusivamente mediante *software* operanti nell'ambito della modellazione a telaio equivalente (Gruppo 1), mentre per l'analisi del Caso C è stato utilizzato anche uno dei *software* appartenenti al Gruppo 2.

Si precisa, infine, che nell'analisi del Caso A mediante i *software* SW4 e SW7 le fasce sono state modellate come bielle atte ad accoppiare i maschi ai solo fini traslazionali, analogamente a quanto già presentato nel caso della struttura benchmark n°3, senza valutare quindi l'evoluzione del danno per effetti flessionali in questi elementi. Questa scelta è giustificata dall'assunzione che in questo caso particolare, nell'ipotesi di trascurare altri contributi quali quelli offerti dall'ingranamento che si può realizzare nelle sezioni di estremità, la resistenza a pressoflessione delle fasce sia trascurabile.

5.6.1 Confronto delle masse totali e variazione percentuale dello sforzo normale agente nei maschi del piano terra a seguito dell'applicazione dei carichi gravitazionali

La procedura di controllo dei risultati numerici ha previsto, in primo luogo, il confronto della massa totale risultante dalle elaborazioni prodotte dai diversi *software*.

I risultati presentati in **Le maggiori** differenze rilevate nel Caso C sono imputabili alle differenti modalità di gestione da parte dei *software*, nella generazione del modello geometrico, delle dimensioni degli elementi murari (maschio e fascia) in presenza del cordolo di piano in c.a., con possibili effetti di compenetrazione fra gli elementi e di conseguente sovrastima della massa totale (si precisa che il valore derivante dal calcolo manuale considera correttamente questo aspetto).

Un ulteriore controllo dei risultati numerici ha comportato il confronto dei valori di sforzo normale in corrispondenza della sezione di base dei maschi a seguito della applicazione dei carichi gravitazionali.

Tabella 21 mostrano una ottima coerenza della stima numerica con il calcolo manuale, con uno scarto che nel Caso A risulta inferiore all'1% e nel Caso C inferiore al 5% in tutti i casi.

Le maggiori differenze rilevate nel Caso C sono imputabili alle differenti modalità di gestione da parte dei *software*, nella generazione del modello geometrico, delle dimensioni degli elementi murari (maschio e fascia) in presenza del cordolo di piano in c.a., con possibili effetti di compenetrazione fra gli elementi e di conseguente sovrastima della massa totale (si precisa che il valore derivante dal calcolo manuale considera correttamente questo aspetto).

Un ulteriore controllo dei risultati numerici ha comportato il confronto dei valori di sforzo normale in corrispondenza della sezione di base dei maschi a seguito della applicazione dei carichi gravitazionali.

Tabella 21 –Masse totali [kg] stimate dai diversi *software* e valore di riferimento ottenuto dal calcolo manuale per i Casi A e C nella configurazione geometrica II della struttura benchmark n°4.

	Caso A		Caso C	
	[kg]	Differenza % (sulla stima manuale)	[kg]	Differenza % (sulla stima manuale)
SW1	101680.2	0.4%	107799.0	0.7%
SW2	101264.0	0.0%	107100.0	0.0%
SW3	101678.6	0.4%	107959.0	0.8%
SW4	101684.2	0.4%	107762.9	-0.6%
SW5	101684.2	0.4%	108715.8	-1.5%
SW6	101677.0	0.4%	107918.0	0.8%
SW7	99474.5	-1.8%	103310.2	-3.5%
SW10	-	-	104443.0	-2.5%
Calcolo manuale	101264.0	-	107100.0	-

La **Figura 55** mostra la variazione percentuale, rispetto al valore medio di riferimento, dello sforzo normale agente nei maschi del piano terra ottenuto dai diversi *software*.

Il valore di riferimento è stato computato, in accordo ai criteri sopra introdotti, come media dei valori prodotti dai *software*. Si precisa che, in generale, con riferimento a ciascuna struttura benchmark ed a ciascuna configurazione analizzata, nel calcolo dei valori di riferimento dei diversi parametri considerati nel confronto, sono stati considerati solo i *software*, fra quelli di volta in volta impiegati, più numerosi a parità di approccio di modellazione; nel caso specifico, quindi, si è fatto riferimento solo ai risultati prodotti dai *software* basati su modelli a telaio equivalente.

Le differenze rilevate tra le predizioni fornite dai diversi *software* sono imputabili ad effetti di redistribuzione dei carichi verticali, i quali durante l'evoluzione dell'analisi possono occorrere:

- tra pareti diverse: in conseguenza della differenza nella rigidità flessionale delle pareti e del ruolo giocato dai solai nell'accoppiamento delle pareti. Questi aspetti, a differenza dei seguenti, influenzano la redistribuzione di carico assiale solo in presenza di forze laterali agenti sulla struttura mentre non hanno effetto nella prima fase di analisi, corrispondente alla sola applicazione dei carichi gravitazionali;
- tra i diversi elementi appartenenti ad una stessa parete: in conseguenza dell'effetto "telaio" che si realizza nella parete, che dipende dalle caratteristiche delle fasce e dal diverso grado di accoppiamento che esse sono in grado di esercitare fra i maschi, anche per effetto della presenza di elementi resistenti a trazione ad esse accoppiati (quali catene e, soprattutto, cordoli in c.a., caratterizzati, rispetto agli elementi in acciaio, da maggiore rigidità flessionale);
- tra elementi posizionati all'intersezione fra pareti ortogonali: in conseguenza dell'accoppiamento fra le pareti, ad esempio garantito dall'ammorsamento nella zona di intersezione per effetto dello sfalsamento dei blocchi. I *software* gestiscono in modi diversi questo tipo di effetto, permettendo in alcuni casi di variare il grado di accoppiamento. Le analisi i cui risultati sono presentati nel seguito sono state svolte, in particolare, considerando la condizione di ammorsamento efficace ("perfetto") tra le pareti che produce il cosiddetto "effetto flangia". È opportuno precisare che nel caso del *software* SW7 il valore della azione assiale redistribuita tra i pannelli murari incidenti è stata definita dall'analista sulla base di valutazioni preliminari sul grado di efficacia dell'ammorsamento stabilito e poi mantenuta costante durante l'analisi, a differenza di quanto adottato nel caso di tutti gli altri *software*, nei quali esso è valutato ed aggiornato automaticamente al passo. Per ulteriori approfondimenti su questo aspetto si rimanda alla [Scheda di approfondimento D](#).

Con riferimento esclusivamente ai *software* che operano secondo l'approccio di modellazione a telaio equivalente (da SW1 a SW6) e ai casi A e C, la **Figura 55** mostra la percentuale di variazione prevista, rispetto al valore medio di riferimento calcolato secondo i criteri già introdotti, del livello di carico assiale iniziale in ciascuno dei pannelli. Si sottolinea che i risultati del *software* SW7 non sono riportati e non sono stati considerati nel calcolo del valore di riferimento poiché in questo caso, per il motivo sopra citato, la ripartizione delle azioni e lo sforzo normale agente in testa agli elementi di tipo maschio dipende dalle scelte specifiche operate dall'utente più che dai criteri implementati nel *software* di calcolo; in questo caso non è quindi alterata a seguito dell'applicazione dei carichi verticali da ulteriori operazioni di redistribuzione svolte dal *software* di calcolo. Dalla osservazione dei dati illustrati in particolare risulta che:

- le differenze in generale sono contenute entro il 10%;
- per l'elemento M15 (si rimanda alla **Figura 52** per la numerazione degli elementi strutturali), maschio centrale della parete di Tipo A non accoppiato ad elementi ad esso ortogonali, le differenze rilevabili tra i diversi *software* progressivamente diminuiscono (tendendo a zero) passando dal Caso C al Caso A. Mentre il Caso A presenta fasce "deboli", che non sono in grado di garantire un significativo accoppiamento tra i maschi murari, nel Caso C, per effetto della presenza del cordolo in c.a., le fasce sono più resistenti ed influenzano in modo più significativo la redistribuzione delle sollecitazioni tra i maschi murari nella parete; le differenze rilevate possono quindi essere imputabili a modeste differenze nella riproduzione degli effetti "telaio" da parte dei diversi *software*;
- sugli elementi M14, M16 ed M04 si registrano le differenze più significative: questi maschi sono accoppiati agli elementi appartenenti a pareti ortogonali e risultano pertanto influenzati anche dall'effetto flangia; la maggiore variabilità nei risultati rispetto all'elemento M05, a sua volta elemento d'angolo della struttura, può essere spiegata considerando che i primi tre maschi sono più snelli e meno rigidi rispetto a quest'ultimo, e che pertanto tale effetto può giocare per essi un ruolo maggiore. Si osserva infine che, nel passaggio dal Caso A al Caso C non si osservano per questi elementi variazioni allo stesso modo significative, a differenza di quanto rilevato per l'elemento M15.

Considerando i risultati relativi al Caso C prodotti dal *software* SW10 (rappresentativo del Gruppo 2), le differenze risultano di poco maggiori al 10% per i maschi M04, M15 e maggiori del 20% per i maschi M14 e M16. Va osservato che i maschi M14 e M16 sono decisamente più snelli e meno rigidi del maschio ortogonale cieco a cui sono collegati; la maggiore differenza riscontrata nei risultati potrebbe quindi essere imputabile a differenze nella stima dell'effetto flangia operata in questo caso rispetto ai modelli a telaio. Questi aspetti sono allo stato attuale oggetto di ulteriore approfondimento nella ricerca in corso.

L'elemento che più influenza la risposta globale della struttura nella configurazione II è il maschio murario M05, il quale equilibra da solo quasi il 60% del taglio totale di base, in ragione della sezione trasversale, decisamente più significativa rispetto a quella degli altri pannelli murari.

Dal momento che per questo elemento la variazione percentuale fra i risultati prodotti dai *software*, in termini di sforzo normale agente nella sua sezione di base, è contenuto entro il 10%, è ragionevole attendere che le differenze locali nei valori di sforzo normale negli altri maschi murari di piano sopra presentate abbiano solo una limitata influenza sulla risposta globale.

Inoltre si sottolinea che i maschi M08 e M20 presenti in **Figura 55**, sono i maschi ciechi a piano terra delle pareti orientate in Y in **Figura 51**.

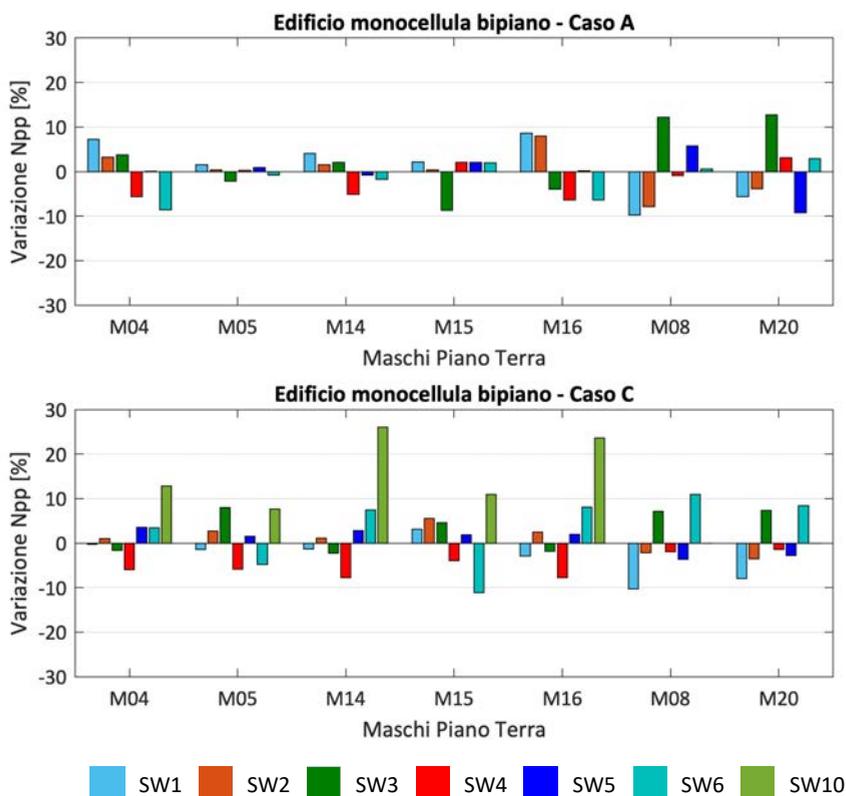


Figura 55 – Variazione percentuale rispetto al valore medio dello sforzo normale agente nei maschi del piano terra a seguito dell'applicazione dei soli carichi gravitazionali. (figura riadattata da Manzini et al.2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>)

5.6.2 Confronto delle curve *pushover* globali

La **Figura 56** mostra, con riferimento ai Casi A e C ed alla configurazione geometrica II, le curve *pushover* globali ottenute con i diversi *software*.

Nel caso del SW5, il punto riportato sulla curva indica il passo dell'analisi che corrisponde all'attivazione della cerniera plastica associata al comportamento a flessione per il maschio M05. Il raggiungimento di questa specifica condizione è stato esplicitamente indicato dal momento che è stato appurato (mediante un approfondimento dello studio dei risultati numerici prodotti) che in questo *software*, diversamente dagli altri casi,

successivamente alla attivazione della cerniera plastica lo sforzo normale e il momento flettente diventano indipendenti ed il momento flettente non è quindi più valutato in maniera coerente. Per ulteriori approfondimenti su questo tipo di controllo si rimanda alla **Scheda di approfondimento H** – Controlli di coerenza sull'evoluzione cerniera plastica. Poiché il maschio M05, come discusso al §5.6.1, equilibra da solo una quota parte significativa delle forze orizzontali applicate al piano, si è ritenuto che il risultato ottenuto non fosse del tutto affidabile dopo il raggiungimento di questa condizione. Ai fini del calcolo dei valori medi di riferimento utilizzati per i confronti illustrati al §5.6.4, il taglio V_y e lo spostamento d_u ottenuti dal SW5 non sono stati quindi considerati.

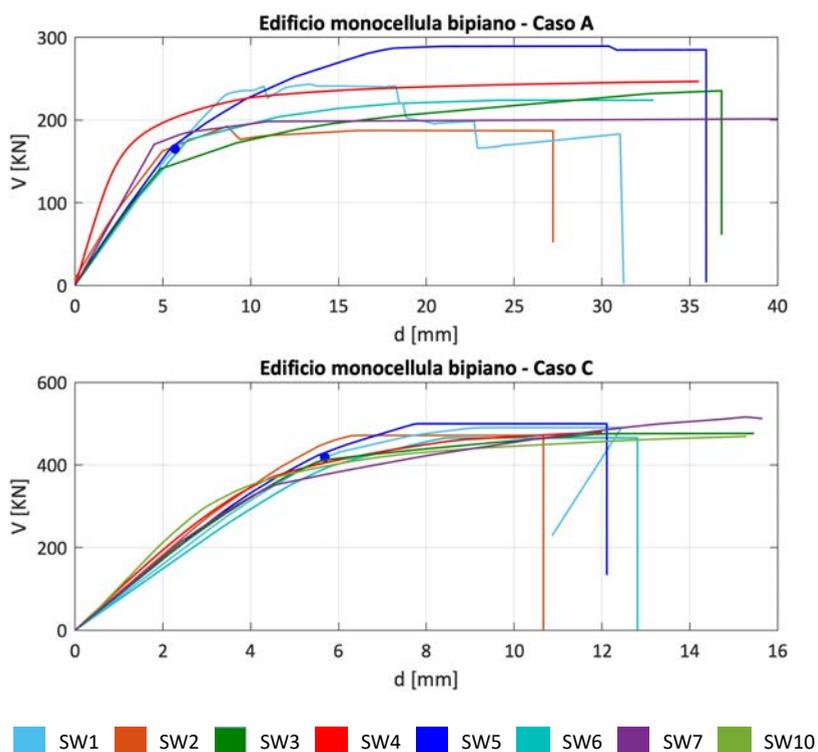


Figura 56 – Confronto delle curve *pushover* globali ottenute per il caso benchmark n°4 – Configurazione II (figura riadattata da Manzini et al.2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>)

5.6.3 Variazione percentuale delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente

Partendo dai dati delle curve bilineari equivalenti alle curve *pushover* prodotti dai *software*, è stato possibile calcolare lo scarto percentuale rispetto al valore medio delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente (K , V_y , D_u). La **Tabella 22** chiarisce quali siano le stime che sono state considerate nel calcolo del valore medio di riferimento. Le stime di V_y e d_u del SW5 sono state escluse per le ragioni discusse al §5.6.2 relativamente all'evoluzione non coerente della cerniera a pressoflessione rilevata. Le stime del SW10 non sono state considerate poiché afferente al Gruppo 2.

Tabella 22 –Stime considerate nel calcolo del valore medio di riferimento delle grandezze che descrivono la bilineare nel caso benchmark n°4.

Software	Caso A			Caso C		
	K	V _y	d _u	K	V _y	D _u
SW1	X	X	X	X	X	X
SW2	X	X	X	X	X	X
SW3	X	X	X	X	X	X
SW4	X	X	X	X	X	X
SW5	X	-	-	X	-	-
SW6	X	X	X	X	X	X
SW7	X	X	X	X	X	X

X = conteggiato nelle medie

-= non conteggiato nelle medie per attivazione della cerniera a pressoflessione nel maschi M05 con comportamento evolutivo non coerente tra la variazione delle caratteristiche di sollecitazione M e N.

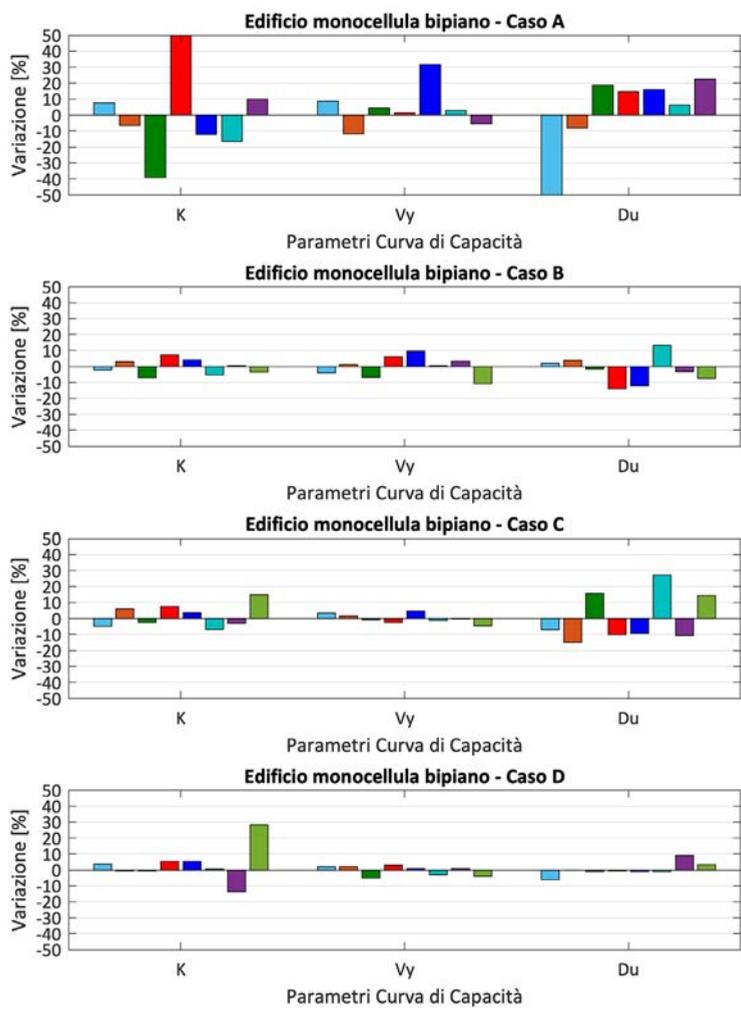
In primo luogo, si riporta il confronto fra i risultati prodotti dai *software* che operano, a parità di approccio, mediante modellazione a telaio equivalente.

In **Figura 57** si osserva come lo scarto sulle tre grandezze tenda progressivamente a decrescere passando dal Caso A al Caso C, per attestarsi su un ordine del 5% (in alcuni casi anche inferiore) nel Caso D. Si osserva inoltre come il Caso A sia il più sensibile, fra quelli considerati, all'algorithmo risolutivo e alle soluzioni di modellazione e calcolo implementate nei differenti *software* e alle scelte di modellazione effettuate dall'utente. Alcuni aspetti che influenzano la risposta in questo caso specifico sono:

- la possibilità per il *software* di calcolare l'effettiva forza normale che agisce nelle fasce e di tenerne conto nel calcolo della stima della resistenza degli elementi. In relazione a questa tematica, si ricorda che, ad esempio, le NTC 2018 al capitolo §7.8 (§7.8.2.2.4) prevedono due possibili alternative per la definizione del criterio di rottura da adottare per le fasce: una di queste è da adottarsi nel caso in cui la forza normale sia nota dall'analisi, mentre l'altra nel caso in cui essa non sia nota. Nella valutazione della risposta numerica, risulta pertanto importante

tenere in considerazione il criterio di modellazione dei solai (diaframmi infinitamente rigidi o caratterizzati da una rigidezza finita) ed il conseguente criterio di resistenza delle fasce adottati dai differenti programmi di calcolo;

- gli effetti di interazione tra i pannelli murari e i solai, nel caso in cui questi ultimi siano esplicitamente modellati: per esempio, un'elevata rigidezza assiale dei solai può produrre per le fasce murarie lo stesso effetto offerto dalla presenza delle catene, anche qualora a questi elementi non siano effettivamente accoppiati nel modello geometrico specifici elementi resistenti a trazione.



- SW1
- SW2
- SW3
- SW4
- SW5
- SW6
- SW7
- SW10

Figura 57 – Variazione percentuale rispetto al valore medio di riferimento delle grandezze che definiscono la curva bilineare equivalente: struttura benchmark n°4 (figura riadattata da Manzini et al.2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>)

Con riferimento al Caso A, la differenza del valore di rigidezza K rispetto al valore medio superiore a 50% rilevata nel caso del SW4 è da imputare alla diversa modalità con cui questo specifico *software*, rispetto agli altri, tiene conto del degrado della rigidezza in caso di meccanismo di danno prevalente a pressoflessione: in particolare, il degrado di

rigidezza è valutato progressivamente all'evoluzione dell'analisi, e non attraverso un coefficiente riduttivo convenzionale costante, applicato alle proprietà meccaniche o di sezione dell'elemento fin dal primo passo di carico. Sul taglio di base la maggior dispersione dei risultati, rispetto ai casi C e D, è imputabile alla suddetta maggiore sensibilità della risposta ad alcuni aspetti nel caso di fasce non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione.

Nei Casi B e C lo scarto sul taglio V_y risulta in generale minore del 10%, mentre è più elevato (comunque contenuto entro il 20%, eccetto per un solo *software*) lo scarto sullo spostamento d_u .

La maggiore differenza sul parametro d_u (che si rileva costantemente nei Casi A, B e C) è imputabile all'adozione di formulazioni differenti per il calcolo della capacità deformativa (in termini di *drift* o di rotazione della corda) e ad alcune discrepanze nelle modalità di collasso predette dai *software* per specifici pannelli murari.

Viceversa, nel Caso D le previsioni dei *software* si allineano su tutti i parametri, incluso lo spostamento ultimo d_u . Ciò è coerente, poichè la differenza nel calcolo della capacità deformativa sopra menzionata in questo caso non gioca alcun ruolo: essendo infatti le rotazioni bloccate alle estremità dell'elemento, la capacità deformativa risulta coincidente con la differenza tra gli spostamenti relativi rapportata all'altezza deformabile (assunta uguale nella definizione del modello geometrico da parte di tutti i *software*).

Si ricorda che, come sopra anticipato, nel caso del SW10 del Gruppo 2 la variazione percentuale delle tre grandezze è calcolata convenzionalmente rispetto al valore medio delle stime ottenute dai programmi di calcolo basati sull'approccio a telaio equivalente. I risultati di questo *software* sono disponibili per le sole configurazioni B, C e D. Le variazioni dei parametri sono comparabili con quelle già osservate nel caso dei modelli a telaio equivalente; in particolare, i maggiori scarti in tutti i casi analizzati interessano il parametro K sono imputabili alla diversa modalità di gestione del degrado di rigidezza.

5.6.4 Confronto della variazione dello sforzo normale nei maschi siti al piano terra della parete di Tipo A

In **Figura 58** e in **Figura 59** si riporta l'evoluzione dello sforzo normale nei maschi murari M14, M15 ed M16 al piano terra della Parete di Tipo A della struttura, rispettivamente nel Caso A e nel Caso C. I risultati si riferiscono alle analisi svolte considerando verso positivo dell'azione sismica, applicata in direzione X. Si precisa che sono riportati esclusivamente i risultati delle analisi svolte sui modelli a telaio equivalente (da SW1 a SW6). Per la stessa ragione riportata al §5.6.1., i risultati del *software* SW7 non sono riportati in quanto lo sforzo normale in testa ai maschi è regolato dalle precise scelte dell'utente stesso, per

quanto riguarda quello agente dopo l'applicazione dei soli carichi verticali, e in seguito, durante l'analisi statica nonlineare, è funzione del solo "effetto telaio".

In generale, si osserva un accordo molto buono nella variazione dello sforzo normale stimata dai *software*.

Nel passaggio dal Caso A al Caso C si osserva una differente modalità di variazione di sforzo normale tra i tre pannelli:

- nel Caso A, l'elemento M14 è soggetto ad un incremento dello stato di compressione, l'elemento M16 ad un decremento dello stato di compressione mentre l'elemento M15 non subisce alcuna variazione;
- nel caso C, l'elemento M14 è soggetto ad un decremento dello stato di compressione, l'elemento M16 ad un incremento dello stato di compressione e l'elemento M15 ad una modesta variazione dello sforzo normale (che tende a decomprimerlo).

Queste differenze sono imputabili al diverso grado di accoppiamento fornito dalle fasce nei due casi e all'effetto flangia (generato dall'accoppiamento degli elementi di bordo della parete con i pannelli appartenenti alle pareti cieche ad essa ortogonali).

Rispetto al verso di analisi (positivo), il maschio M14 è posizionato sul lato "sopravento" ed il maschio M16 sul lato "sottovento" della struttura: le variazioni di sforzo normale fra i due elementi del Caso C sono quindi coerenti con l'effetto "telaio" della parete, che con la coppia dovuta a tali variazioni tende, in parte, ad equilibrare il momento ribaltante indotto dalle forze orizzontali applicate.

Viceversa, nel Caso A l'effetto "telaio" non può generarsi, a causa del modesto accoppiamento offerto dalle fasce (fin dall'inizio dell'analisi, nel caso in cui siano modellate come bielle, oppure in seguito alla repentina plasticizzazione per pressoflessione, nel caso in cui siano modellate come travi secondo i criteri di resistenza adottati e descritti al §5.2.1).

Coerentemente, il maschio M15 non subisce alcuna significativa variazione dello sforzo normale nel Caso C. La variazione registrata nel Caso A è indotta dall'interazione con i maschi ciechi ad essi ortogonali; tuttavia se si valuta lo sforzo normale complessivo agente nei maschi murari interagenti sul lato "sopravento" (M14, M20 e M04) e quello agente su quelli sul lato "sottovento" (M16, M08 e M05) (**Figura 60**) si osserva che, come atteso, la risultante non subisce alcuna variazione durante l'analisi. Tale risultato è illustrato in **Figura 61** e confrontato con il corrispondente calcolo svolto con riferimento al Caso C.

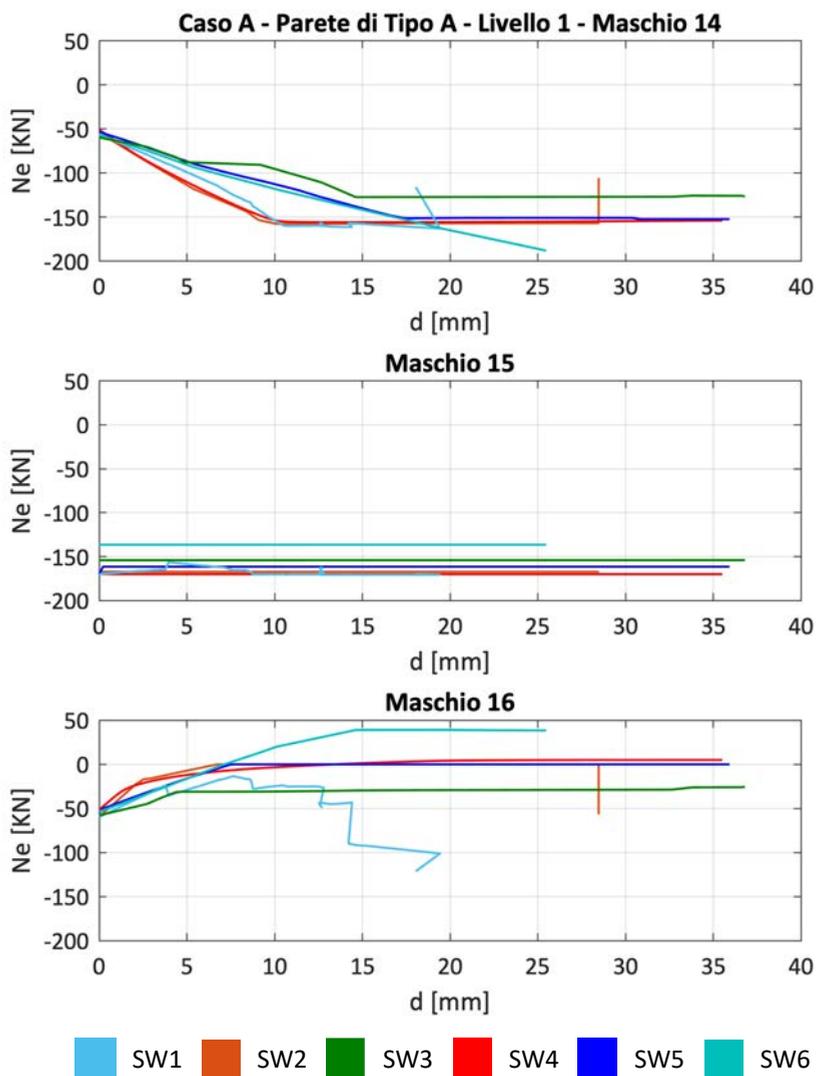


Figura 58 – Evoluzione dello sforzo normale nei maschi del piano terra della parete di Tipo A: Caso A (figura riadattata da Manzini et al.2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>)

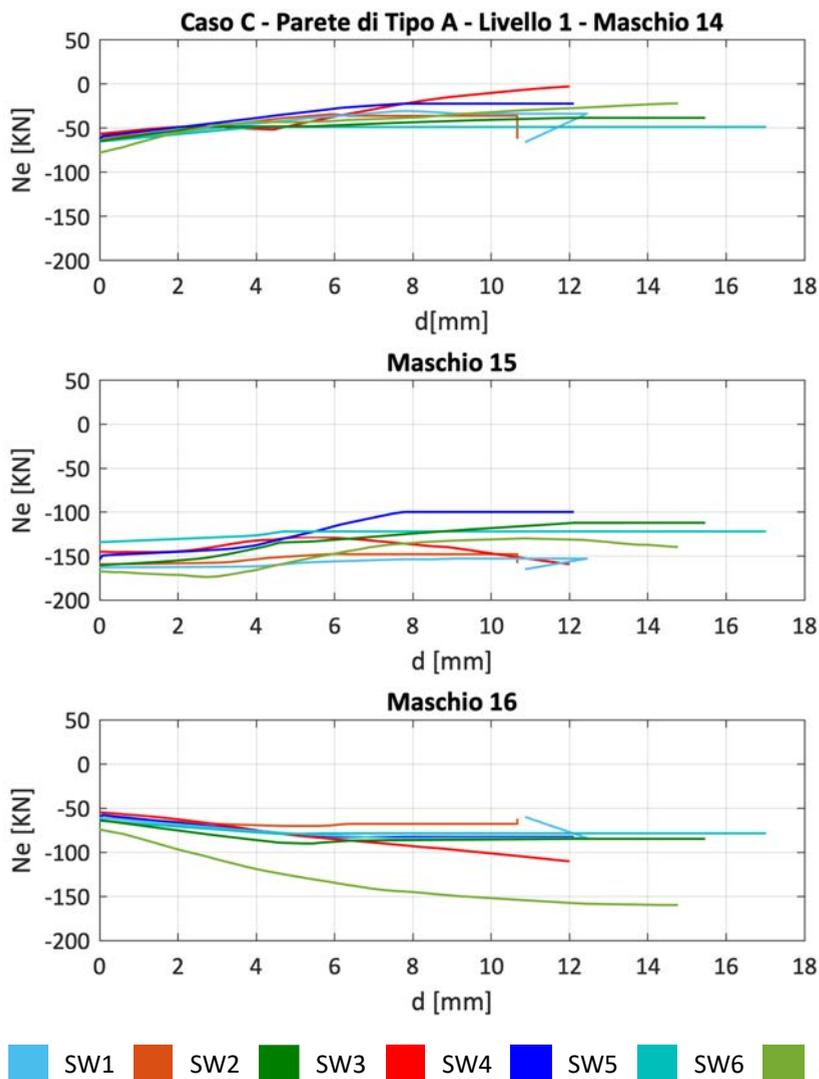


Figura 59 – Evoluzione dello sforzo normale nei maschi del piano terra della parete di Tipo A: Caso C (figura riadattata da Manzini et al.2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>)

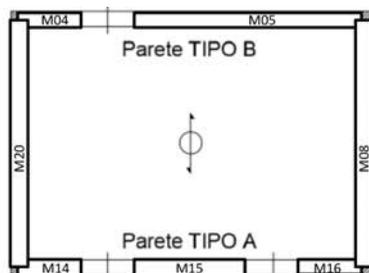


Figura 60 – Identificazione dei maschi che interagiscono nell'evoluzione dello sforzo normale nella struttura benchmark n°4

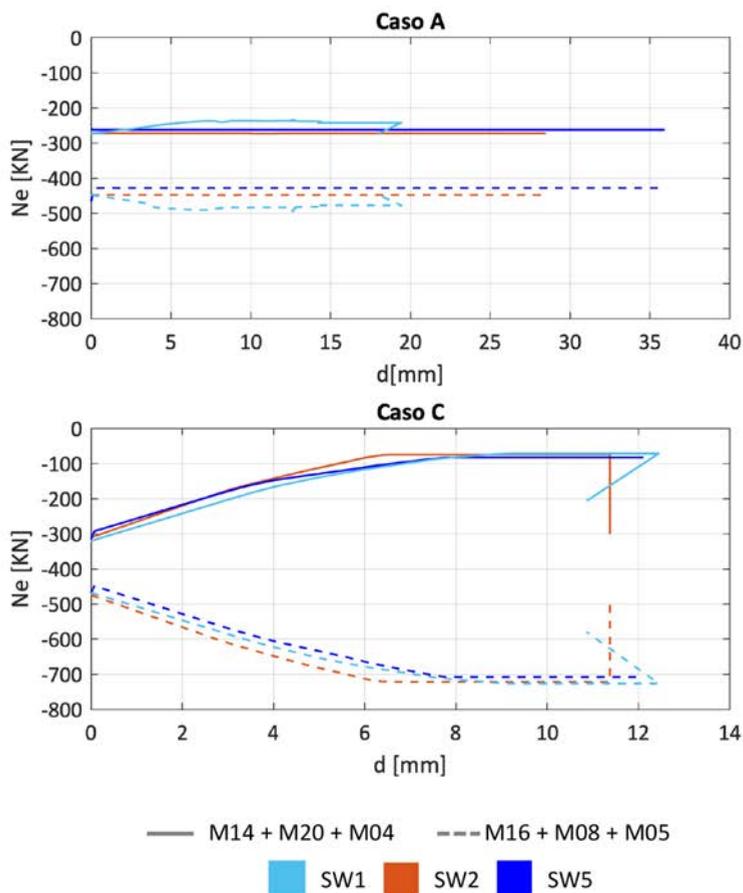


Figura 61 – Evoluzione della somma degli sforzi normali dei maschi disposti sul lato sopravvento e sottovento nelle analisi svolte (figura riadattata da Manzini et al.2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>)

5.6.5 Confronto della modalità di rottura predetta dai software in corrispondenza dello spostamento ultimo per i maschi e le fasce ai vari livelli

Le figure seguenti mostrano il quadro di danneggiamento predetto dai vari *software* per i diversi elementi strutturali considerati ai fini del confronto. La modalità di rappresentazione grafica dei risultati è solo quella già introdotta al §5.2 ed esemplificata nel caso della struttura benchmark n°3 al §5.5. E' in corso di sviluppo la rappresentazione grafica a livello di parete.

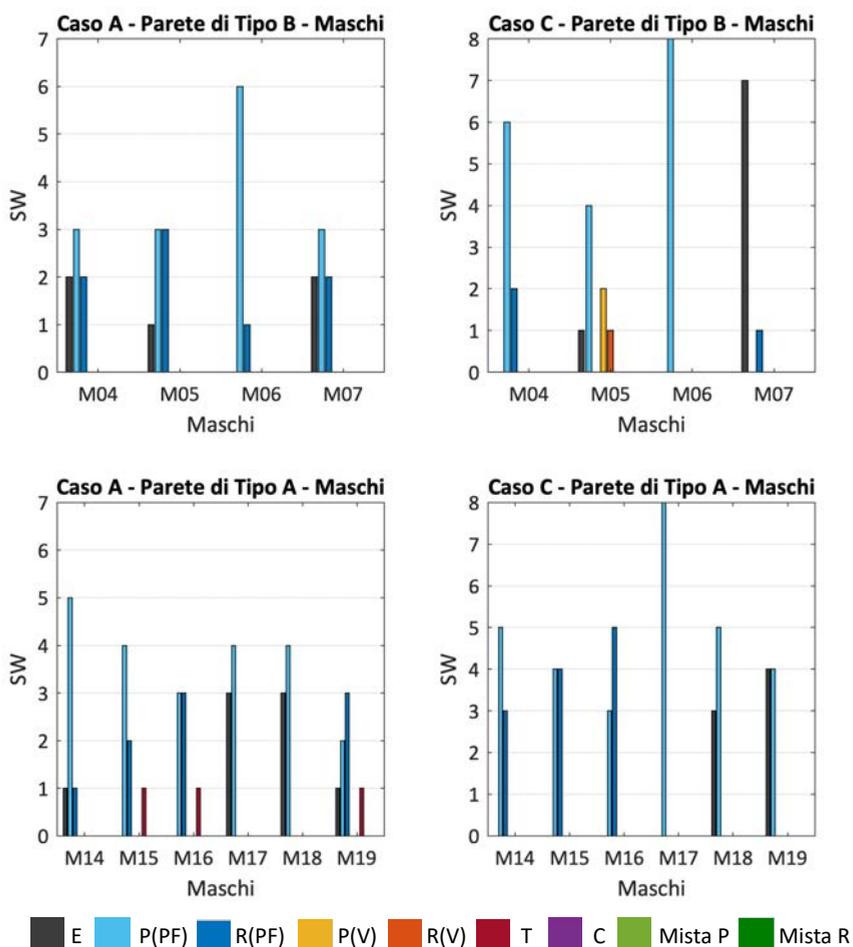


Figura 62 – Modalità di rottura predetta dai *software* basati su modellazione a telaio equivalente per i maschi delle pareti 1 e 3 in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u .

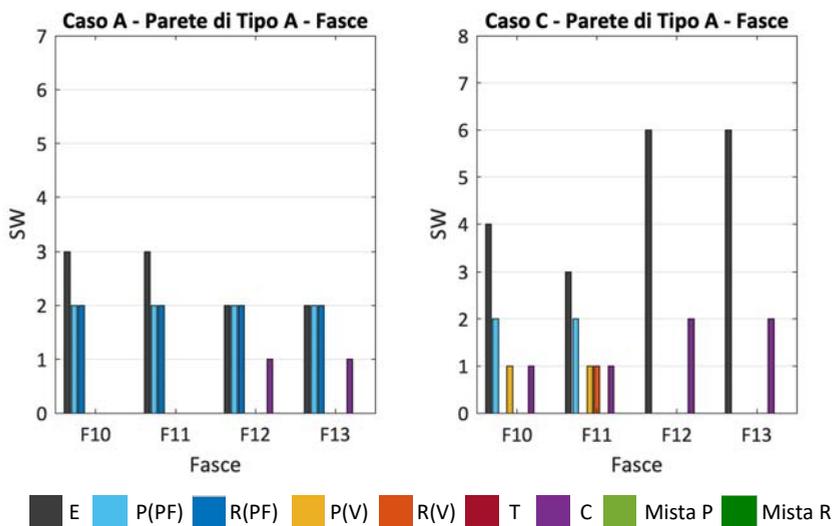


Figura 63 – Modalità di rottura predetta dai *software* basati su modellazione a telaio equivalente per le fasce della parete di Tipo A in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u .

Si può osservare un sostanziale accordo fra i risultati prodotti da tutti i *software* nel Caso A, con una risposta prevalente a pressoflessione degli elementi.

Maggiori differenze si evidenziano nel Caso C, in particolare per il maschio M05. Tali differenze possono essere esaurientemente spiegate approfondendo la valutazione della risposta del pannello attraverso l'esame del suo dominio di resistenza, riportato in **Figura 64**. In **Figura 64a**, sono rappresentati i domini di resistenza dell'elemento, definiti considerando, con riferimento al meccanismo di rottura per pressoflessione, tre differenti schemi statici:

- **mensola**, condizione più rappresentativa per i maschi murari nel Caso A;
- **doppio incastro**, condizione rappresentativa per i maschi murari nel Caso D (condizione ideale di tipo *shear type*);
- una condizione di vincolo **intermedia** fra le due precedenti, rappresentativa per i maschi murari nel Caso C, ottenuta considerando l'effettiva luce di taglio (calcolata a partire dal diagramma del momento flettente associato al maschio in esame) che caratterizza l'elemento nei primi passi dell'analisi (quando la risposta è ancora in fase elastica).

La condizione di vincolo intermedia e quella di mensola rappresentano le condizioni limite della risposta del maschio M05, il quale, trovandosi inizialmente in una condizione di vincolo **intermedia**, evolve verso quella di **mensola** mano a mano che il danno nelle fasce progredisce. Oltre ai domini di resistenza a pressoflessione riferiti ai tre schemi statici sopra descritti, la Figura riporta inoltre il dominio relativo al meccanismo di rottura per taglio diagonale dell'elemento. In **Figura 64b**, è invece riportato un dettaglio della

porzione iniziale del dominio, con l'indicazione della stima media del valore di azione assiale corrispondente all'applicazione dei soli carichi gravitazionali (linea nera) e della massima variazione di azione assiale durante l'analisi registrata dai programmi (linee nere tratteggiate).

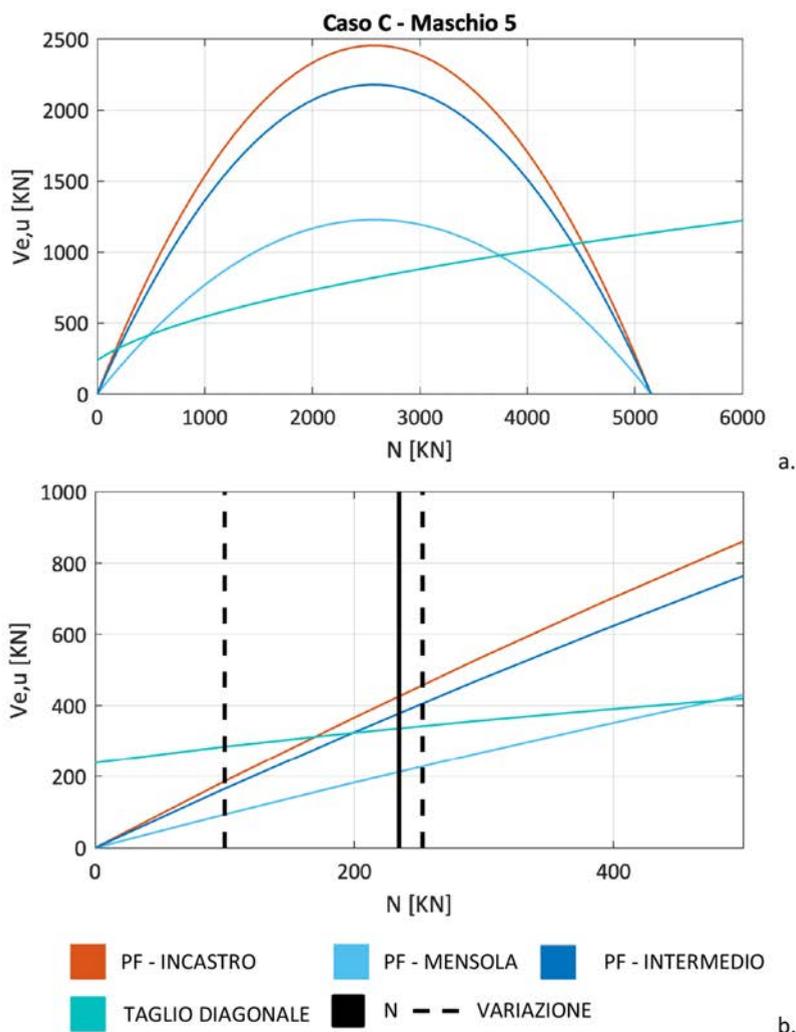


Figura 64 – Domini di resistenza del maschio 5: (a) dominio completo; (b) zoom sulla porzione iniziale (sforzo normale minore del 50% del massimo ammissibile), con rappresentazione della variazione dello sforzo normale stimata durante l'analisi (linea nera tratteggiata) e media dello sforzo normale a seguito dell'applicazione dei carichi gravitazionali (linea nera continua) (figura riadattata da Manzini et al.2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>)

In questo caso, il maschio si decompone nelle analisi, quindi il valore maggiore è associato alla variazione che si ha tra le varie configurazioni (dal Caso A al Caso C). Dall'analisi del dominio di resistenza del maschio M05, è possibile osservare che, poichè le variazioni di sforzo normale portano nella regione del dominio in cui il taglio predetto dai criteri di resistenza a taglio diagonale e a pressoflessione sono molto vicini (quando le condizioni al contorno del pannello sono rappresentative di una condizione doppio incastro o vicino a questa condizione per il Caso C), i programmi possono portare a risultati un poco diversi. Piccole differenze nell'evoluzione dello sforzo normale agente nel pannello tra i *software* possono dunque giustificare l'attivazione di differenti meccanismi di collasso prevalenti. Più nel dettaglio, l'analisi congiunta dei domini e della variazione dello sforzo normale, indica che: nel Caso A, è da attendersi una modalità prevalente a pressoflessione (e questo è confermato dai risultati ottenuti); nel Caso C, possono esserci differenti previsioni in funzione di piccole variazioni dello sforzo normale e questo è di fatto emerso dai risultati (alcuni SW predicono una modalità di rottura a pressoflessione, altri a taglio).

5.7 Struttura benchmark n° 5 – Edificio complesso

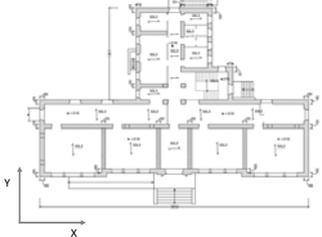
Nel seguito sono illustrati i risultati delle analisi svolte sulla struttura benchmark n° 5 (edificio complesso), per i due casi analizzati al variare del ruolo della fascia (**Tabella 23**), come descritto al §2 e richiamato nella corrispondente scheda di **Allegato I**, ossia:

- Caso A: fasce non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione
- Caso C: fasce accoppiate a cordoli in calcestruzzo armato (c.a).

Il caso C è quello più coerente con la configurazione reale dell'edificio cui la struttura benchmark n°5 si ispira. In particolare, poiché da indagini svolte *in situ* nell'edificio reale il cordolo è stato rilevato a tutto spessore, è stata adottata come ipotesi più plausibile di modellazione quella in cui le fasce murarie di piano sono spezzate alla quota del cordolo in elementi sotto- e soprafinestra. Al fine di semplificare la modellazione dei casi analizzati e di non introdurre questa modifica nel passaggio dal caso A al C, per entrambi è stata assunta questa configurazione geometrica per le fasce.

I confronti illustrati nel seguito sono stati ottenuti impiegando **nove** software, di cui **sei** operano nell'ambito della modellazione per *elementi strutturali* (approccio a telaio equivalente) (da SW1 a SW7 del **Gruppo 1**), e **tre** nell'ambito di approcci di modellazione appartenenti al **Gruppo 2** (SW8,SW9,SW10).

Tabella 23 – Sintesi delle varianti analizzate nel caso della struttura benchmark n° 5 – edificio complesso.

Struttura benchmark	Varianti analizzate	Finalità
Edificio complesso  <i>si veda la Scheda benchmark 5</i>	Al variare di diverse ipotesi sui dettagli costruttivi (presenza o meno di cordoli) Caso A) fasce non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione Caso C) fasce accoppiate ad elementi resistenti a trazione costituiti da cordoli in c.a.	Analisi della risposta 3D di una struttura ispirata alla geometria di un edificio reale

L'analisi dei casi A e C consente di estendere anche al caso di un edificio complesso alcune considerazioni già emerse dall'analisi delle strutture benchmark n° 3 e 4 (più semplici) sul ruolo dell'accoppiamento fra i maschi murari dovuto alla presenza delle fasce e sulla variazione attesa nei risultati.

La **Figura 65** mostra, a titolo di esempio per il SW2 tra quelli del Gruppo 1, il confronto fra i risultati ottenuti in termini di curve *pushover* globali: si osserva una tendenza analoga a quella già in precedenza rilevata nel caso di altre strutture benchmark, ovvero un incremento di rigidità iniziale e di massimo taglio di base ed una riduzione della capacità di spostamento ultima passando dal caso A (linea continua) al C (linea tratteggiata).

Non è scontato che con approcci di modellazione appartenenti al Gruppo 2 si osservino variazioni analoghe, in ragione dei diversi fenomeni di interazione che si possono realizzare tra gli elementi fascia ed i solai (specialmente quando questi ultimi siano di rigidità non trascurabile, come nel caso della configurazione esaminata) e dei valori dei parametri meccanici adottati per i materiali (ad esempio, in relazione alla resistenza a trazione, che viene calibrata per simulare opportunamente la modalità di rottura a taglio ma che incide anche sul comportamento a flessione delle fasce). Approfondimenti sul tema sono ancora in corso.

L'elenco delle grandezze analizzate nei paragrafi seguenti per il confronto dei risultati ottenuti dai diversi software è analogo a quello già presentato nel caso della struttura benchmark n°4, cui si aggiungono:

- alcuni parametri rappresentativi della risposta dinamica della struttura;
- il calcolo della accelerazione massima compatibile con il raggiungimento della condizione di SLU, definita in corrispondenza dello spostamento d_u (PGA_{SLU}) e del punto associato allo snervamento della bilineare equivalente (ossia in corrispondenza di V_y) (a titolo di esempio solo per il caso C);

- il confronto del danno simulato in corrispondenza di d_u con quello reale occorso al fine di discutere preliminari considerazioni relative all'affidabilità delle previsioni offerte dai programmi di calcolo (solo per il caso C e a titolo di esempio per alcune pareti).

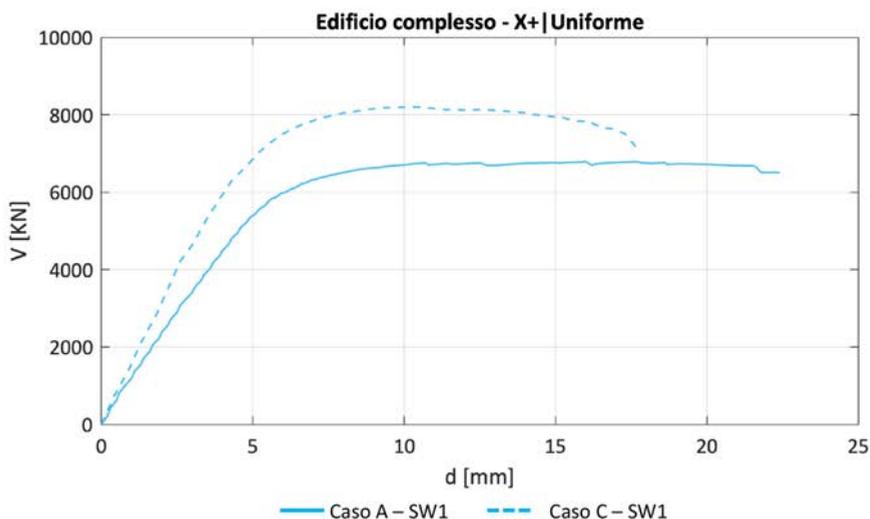


Figura 65 – Confronto in termini di curve pushover nelle configurazioni A e C.

5.7.1 Confronto delle masse totali

La **Tabella 24** chiarisce i diversi contributi, computati manualmente, che concorrono al valore della massa totale nei due casi (A e C). Come discusso al §4 è utile distinguere i diversi termini (associati ai carichi gravitazionali trasmessi dai solai, quelli delle pareti portanti verticali, quelli dei cordoli, etc) in modo tale da potere più facilmente individuare discrepanze tra il valore di riferimento calcolato manualmente e la stima ottenuta dal *software*. Nella Tabella la voce “muratura sottotetto” si riferisce al contributo offerto dalle porzioni di muratura afferenti al piano di sottotetto su cui poggiano gli elementi di copertura; si richiama – come precisato nella scheda della struttura benchmark n°5 riportata nell’**Allegato I** – che infatti la copertura non è stata esplicitamente modellata ma viceversa è stata inclusa nel modello di calcolo come massa equivalente.

La **Figura 67** illustra la variazione percentuale rispetto al valore di riferimento ottenuto dal calcolo manuale. Si osserva come in tutti i casi si abbiano valori inferiori al 5% (in molti casi addirittura significativamente minori).

Tabella 24 – Contributi alla massa totale derivante dai calcoli manuali per la struttura benchmark n°5

	Caso A	Caso C
Muratura [kg]	2228839	2228839
Solai di piano [kg]	394897	394897
Solaio di copertura [kg]	85712	85712
Carichi [kg]	104929	104929
Cordoli [kg]	-	115200
Muratura sottotetto [kg]	406454	406454
TOTALE [kg]	3220831	3336031

La **Tabella 25** sintetizza la stima della massa totale ottenuta dai diversi software (i dati sono illustrati graficamente in **Figura 66**).

Tabella 25 – Masse totali [kg] stimate dai diversi software e valore di riferimento ottenuto dal calcolo manuale per i due casi A e C – struttura benchmark n°5

	Caso A		Caso C	
	M [kg]	Differenza % (sulla stima manuale)	M [kg]	Differenza % (sulla stima manuale)
SW1	3120517	-3%	3247237	-3%
SW2	3128517	-3%	3253787	-2%
SW3	3176934	-1%	3305086	-1%
SW5	3283790	2%	3418101	2%
SW6	3227043	0%	3337450	0%
SW7	3338109	4%	3313014	-1%
SW8	-	-	3333550	0%
SW9	-	-	3295517	-1%
SW10	3248582	1%	3295064	-1%
Calcolo manuale	3220831	-	3336031	-

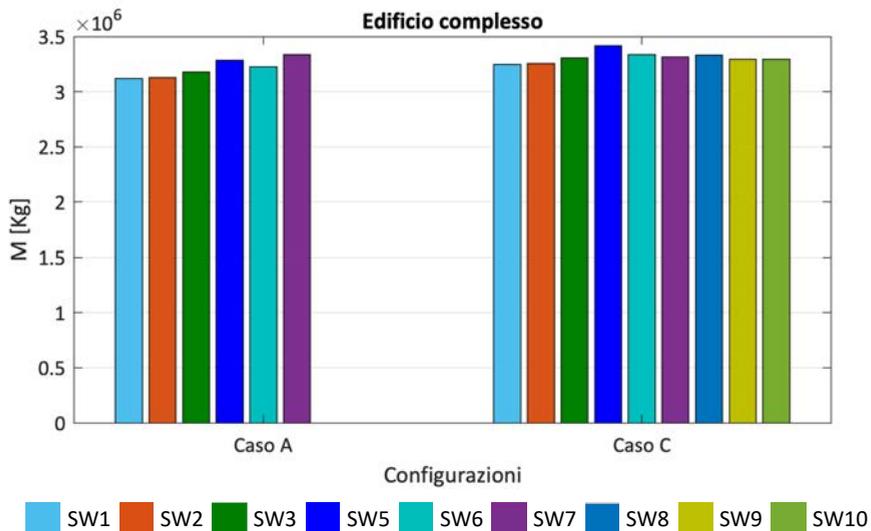


Figura 66 – Masse dei casi A e C valutate con i diversi software.

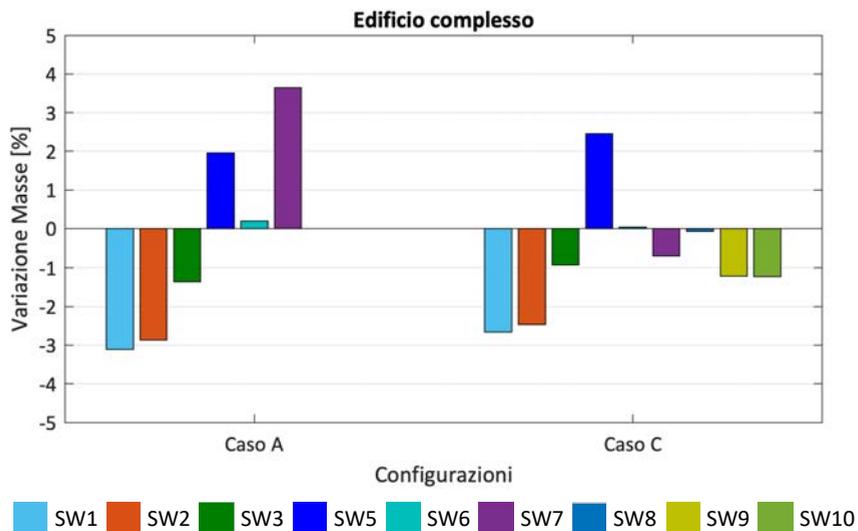


Figura 67 – Variazione percentuale delle masse valutate da ciascun software rispetto al valor medio.

5.7.2 Confronto dei parametri dinamici stimati dall'analisi modale

Nel seguito è presentato il confronto dei parametri dinamici stimati mediante i diversi programmi di calcolo attraverso l'esecuzione dell'analisi modale. In particolare, sono confrontati:

- i periodi dei primi tre modi;
- le corrispondenti masse partecipanti;
- le corrispondenti forme modali.

Il confronto è operato "a parità di modo di vibrazione", avendo preventivamente selezionato, fra quelli ottenuti da ciascun *software*, i modi coerenti, sulla base del confronto delle masse partecipanti calcolate. Per tutti i *software* sono stati considerati i risultati relativi ai primi 10 modi di vibrazione. Si è quindi verificato che, per tutti i programmi, i modi significativi ai fini del confronto (caratterizzati dalle masse partecipanti più elevate) rientrassero fra i primi tre. Questa assunzione è giustificata dalla considerazione del fatto che la struttura esaminata è caratterizzata da solai molto rigidi, capaci quindi di accoppiare in modo significativo le pareti.

Le analisi modali svolte evidenziano, per la maggior parte dei software e per entrambi i casi considerati (A e C), un modo di vibrazione di tipo flesso-torsionale (identificato dal pedice "X-Y" caratterizzato da percentuali significative di massa partecipante attivata sia lungo X che lungo Y) e due modi di vibrazione prevalentemente di tipo traslazionale (identificati dai pedici "X" e "Y", rispettivamente). La direzione dei due assi principali X e Y è indicata nella pianta di **Tabella 23**. Si precisa che per il caso dei modelli del Gruppo 2 e per il solo SW7 del Gruppo 1, nel caso A non è stata riscontrata l'attivazione del modo "X-Y" fra i primi 10 modi calcolati.

La selezione di questi tre modi consente di attivare una massa partecipante complessiva uguale o superiore all'80% in entrambe le direzioni (solo nel caso C, per il SW9 si attiva una massa di poco inferiore, comunque superiore al 75%).

Convenzionalmente l'analisi modale sui modelli *a telaio equivalente* è stata svolta adottando i valori fessurati di rigidezza, analogamente a quanto poi assunto nell'ambito delle analisi statiche non-lineari (applicando un coefficiente di riduzione pari a 0.5). Nel caso dei modelli del Gruppo 2, le analisi sono state svolte considerando sia il caso di rigidezza fessurata, sia quello di rigidezza non fessurata.

Le **Tabella 26** e

Tabella 27 sintetizzano i valori delle masse partecipanti associate ai primi tre modi stimati da ciascun software; è l'esame di tale dati che ha consentito di definire la corrispondenza con i modi "X", "Y" e "X-Y" suddetti, poi usati nei grafici successivi per il confronto.

Sulla base della valutazione delle percentuali di massa partecipante, per i confronti seguenti sono stati assunti i tre modi elencati per ciascun *software* nella seguente tabella.

Tabella 26 – Confronto tra le masse partecipanti ottenute dai diversi software per il caso A della struttura benchmark n°5

SW	Primo modo		Secondo modo		Terzo modo	
	Mx [%]	My [%]	Mx [%]	My [%]	Mx [%]	My [%]
SW1	12	26	2	60	74	1
SW2	24	24	6	65	60	0
SW3	23	42	18	45	48	0
SW5	23	30	11	50	48	0
SW6	7	63	12	26	72	0
SW7	0	86	57	0	31	0
SW10	38	43	42	40	1	0

Tabella 27 – Confronto tra le masse partecipanti ottenute dai diversi software per il caso C della struttura benchmark n°5

SW	Primo modo		Secondo modo		Terzo modo	
	Mx [%]	My [%]	Mx [%]	My [%]	Mx [%]	My [%]
SW1	13	22	1	65	74	1
SW2	20	28	8	62	62	0
SW3	24	39	15	49	51	0
SW5	22	29	9	53	51	0
SW6	6	66	12	23	72	0
SW7	0	86	57	0	31	0
SW8	2	73	17	11	68	0
SW9	29	20	9	56	41	0
SW10	52	30	29	54	1	0

Tabella 28 – Identificazione dei tre modi principali della struttura fra quelli valutati dai software in base al confronto delle masse partecipanti

SW	Modi		
	Modo X-Y	Modo Y	Modo X
SW1	Modo 1	Modo 2	Modo 3
SW2	Modo 1	Modo 2	Modo 3
SW3	Modo 1	Modo 2	Modo 3
SW5	Modo 1	Modo 2	Modo 3
SW6	Modo 2	Modo 1	Modo 3
SW7	-	Modo 1	Modo 2
SW8	Modo 2	Modo 1	Modo 3
SW9	Modo 1	Modo 2	Modo 3
SW10	-	Modo 2	Modo 1
- Modo non identificato			

La **Tabella 29** illustra il valore di riferimento ottenuto per ciascuno dei tre modi considerati, valutati come media delle stime ottenute dai *software* per ciascuno dei due gruppi considerati che operano a parità di approccio di modellazione. Si osserva come i periodi dei modi "Y" e "X-Y" siano piuttosto ravvicinati, mentre risultino più distinti i periodi dei due modi classificabili come traslazionali in "X" e "Y".

Tabella 29 – Valori di riferimento dei primi tre modi considerati ai fini dei confronti per la struttura benchmark n°5

Modi	Caso A		Caso C	
	Gruppo1	Moduli fessurati		Moduli elastici
		Gruppo 1	Gruppo 2	Gruppo 2
T_{X-Y}	0.246	0.251	0.241	0.172
T_Y	0.249	0.253	0.235	0.173
T_X	0.226	0.229	0.229	0.156

Le **Figura 68** e **Figura 69** illustrano il confronto dei periodi associati ai tre modi calcolati dai diversi software nei casi A e C.

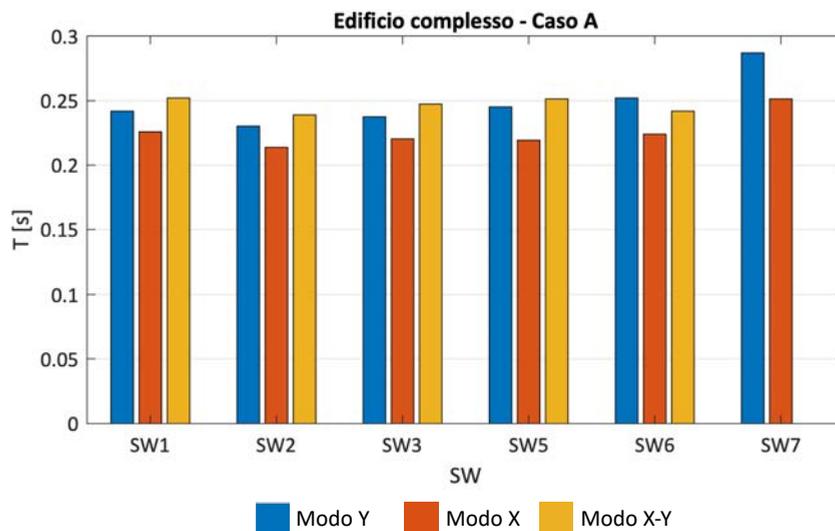


Figura 68 – Valori dei periodi ottenuti per i primi tre modi - Caso A della struttura benchmark n°5

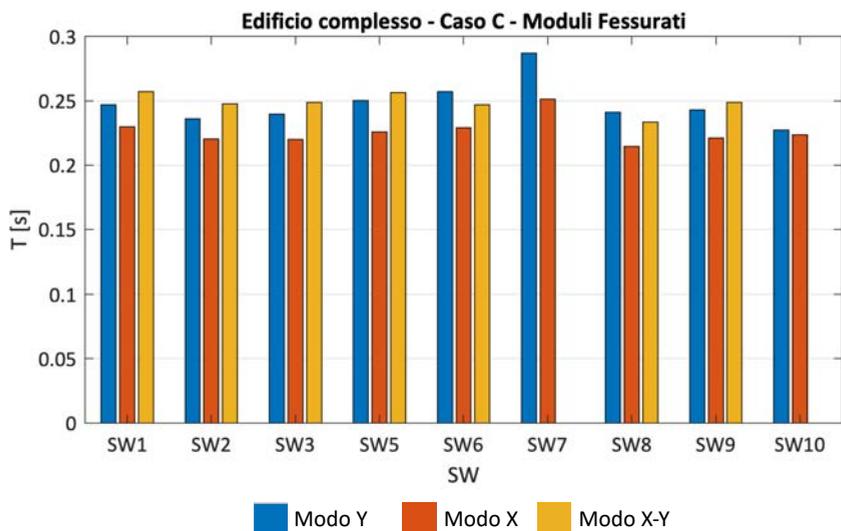


Figura 69 – Valori dei periodi ottenuti per i primi tre modi - Caso C della struttura benchmark n°5

Le **Figura 70** e **Figura 71** illustrano la variazione percentuale dei periodi calcolati dai diversi *software* rispetto al valore di riferimento di **Tabella 29** nei casi A e C, rispettivamente.

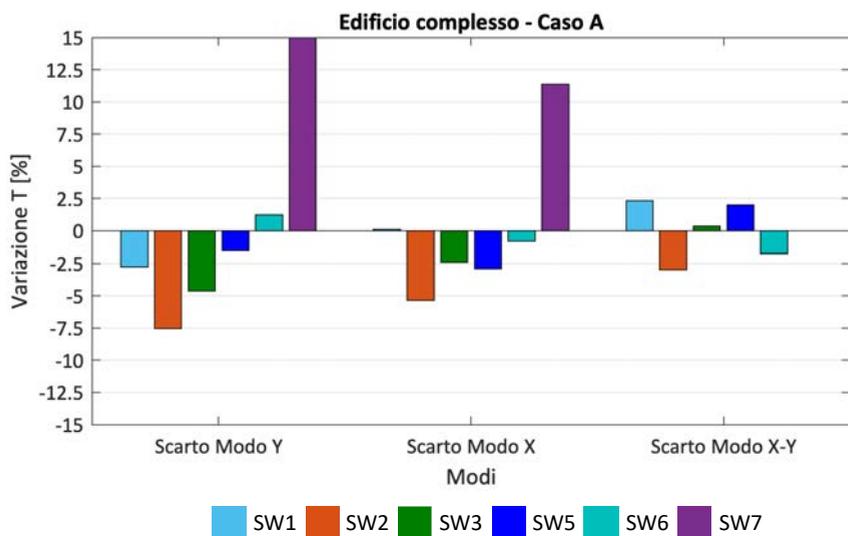


Figura 70 – Variazione percentuale rispetto al valore di riferimento dei modi in X, Y e X-Y: Caso A della struttura benchmark n°5

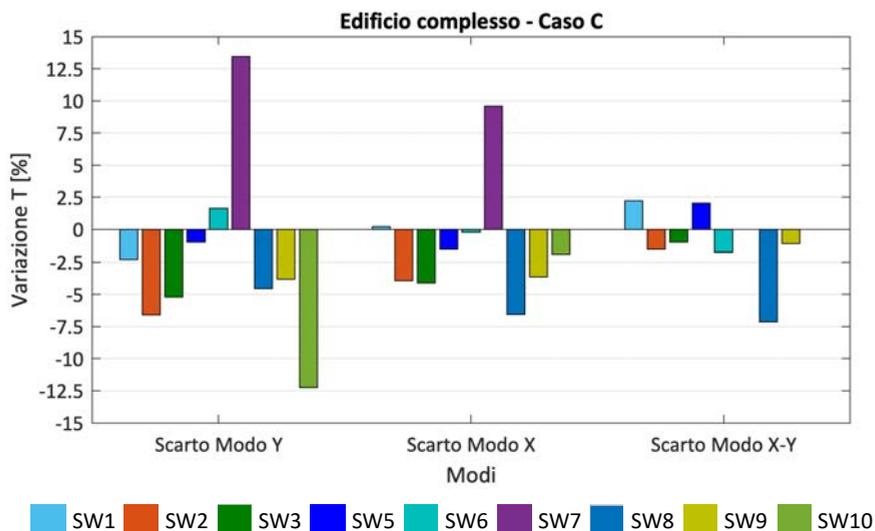


Figura 71 – Variazione percentuale rispetto al valore di riferimento dei modi in X, Y e X-Y: Caso C della struttura benchmark n°5

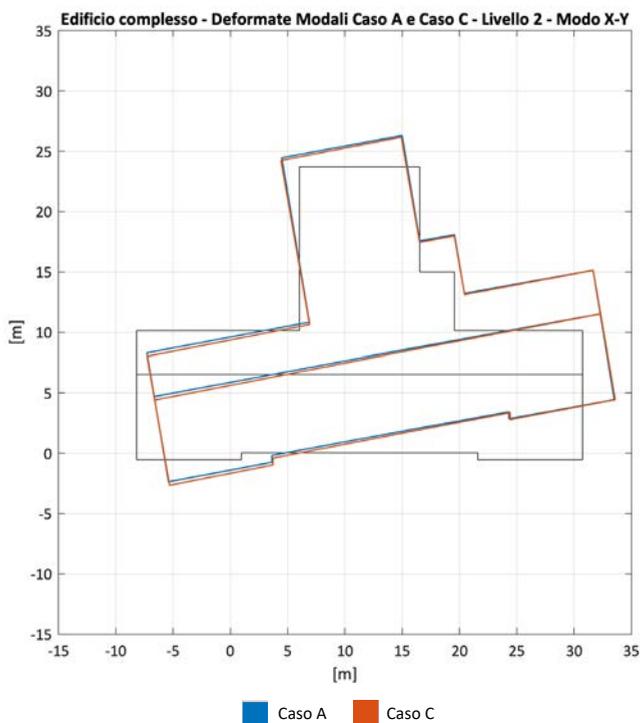
Si osserva come nel caso del SW7 (basato su un approccio *a telaio equivalente*) la variazione percentuale risulti più significativa (comunque contenuta entro il 15%): questo risultato è imputabile ai criteri di modellazione specificatamente adottati dall'analista, per simulare gli effetti di accoppiamento delle pareti che sono differenti in questo caso specifico rispetto agli altri *software* del Gruppo 1. Mentre infatti negli altri modelli a telaio la condizione di perfetto accoppiamento tra le pareti incidenti è stata gestita tramite travi di collegamento di rigidezza flessionale e assiale molto elevata (inserite tra i nodi superiori degli assi dei maschi murari costituenti la parete flangiata oppure simulando una condizione di perfetto accoppiamento cinematico della componente verticale di spostamento dei maschi), nel caso del SW7 l'accoppiamento tra le pareti è stato gestito attraverso una modifica della tipologia della sezione trasversale dei singoli maschi murari (che anziché rettangolare è considerata a "T" o a "L"), tenendo conto del contributo collaborante dei pannelli incidenti e definendo opportunamente la dimensione dell'ala. Più nello specifico, il grado di accoppiamento tra le pareti corrisponde all'assunzione di un'ala con lunghezza pari a due volte lo spessore dell'anima nel caso della sezione ad "L" e a quattro volte lo spessore dell'anima nel caso della sezione a "T". Ulteriori approfondimenti sull'incidenza che i diversi criteri di modellazione possono avere sui risultati sono discussi alla [Scheda di approfondimento D](#).

Negli altri casi, tra i modelli *a telaio equivalente* si osservano differenze generalmente inferiori al 5% (al più comunque non superiori al 7.5%).

Anche il confronto tra le stime offerte dai modelli *a telaio equivalente* e quelli del Gruppo 2 è molto buono, con variazioni percentuali più significative nel caso del SW10 (comunque contenute entro il 15%).

Dalle analisi modali sono stati ricavati anche i dati relativi alle componenti degli autovettori per alcuni punti della struttura, opportunamente individuati in pianta ai diversi livelli, al fine di ricostruire, anche se in modo semplificato, le forme modali.

Non si rilevano differenze significative in termini delle forme modali passando dal caso A al caso C, come si può osservare dalla seguente figura, che riporta, a titolo di esempio, le deformate delle due configurazioni per i modi 1 e 2 ottenute, mediante il SW1 ed il SW2 rispettivamente. Analoghi risultati sono stati ottenuti dagli altri software. Per questo motivo, nel seguito si riportano in dettaglio le forme modali dei tre modi relative al solo caso C.



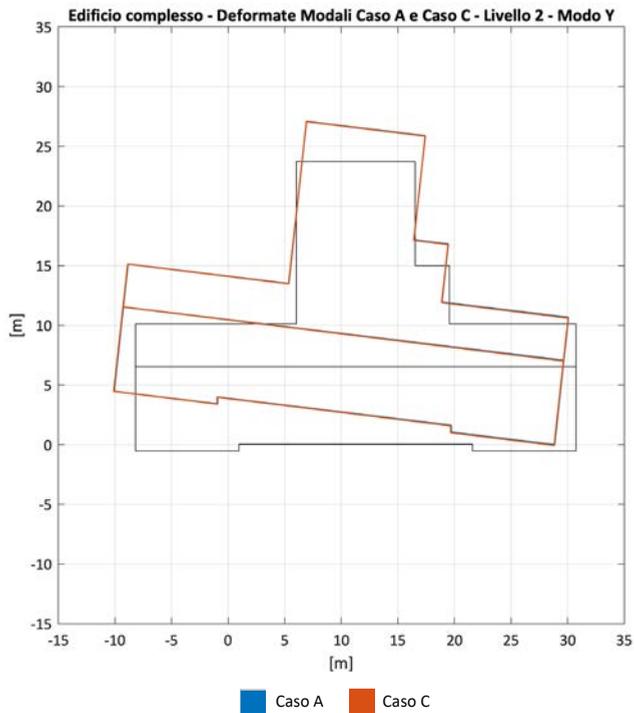


Figura 72 – Forme modali dei Casi A e C e configurazione indeformata per i modi X-Y e Y, ottenute con i SW1 e SW2

In particolare per i confronti seguenti sono stati assunti (dall'esame delle masse partecipanti) le deformate associate ai modi enumerati in **Tabella 28**.

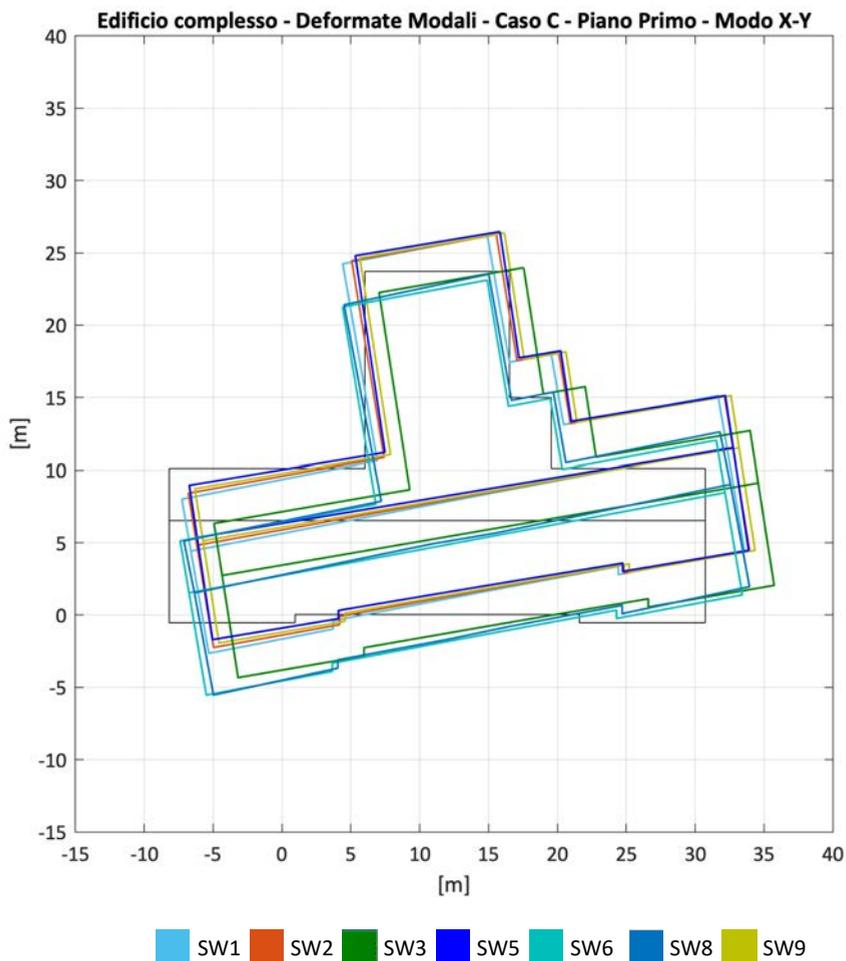


Figura 73 – Forme modali e configurazione indeformata per il piano primo - Caso C – Modo X-Y
(figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

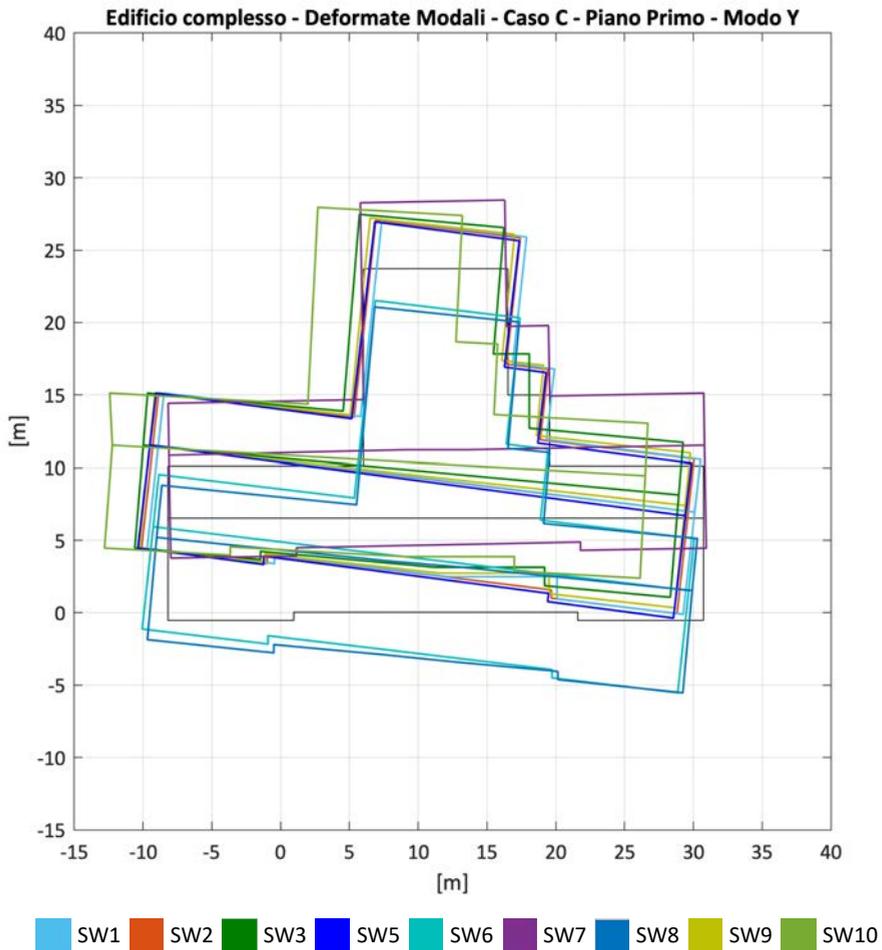


Figura 74 – Forme modali e configurazione indeformata per il piano primo - Caso C – Modo Y (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

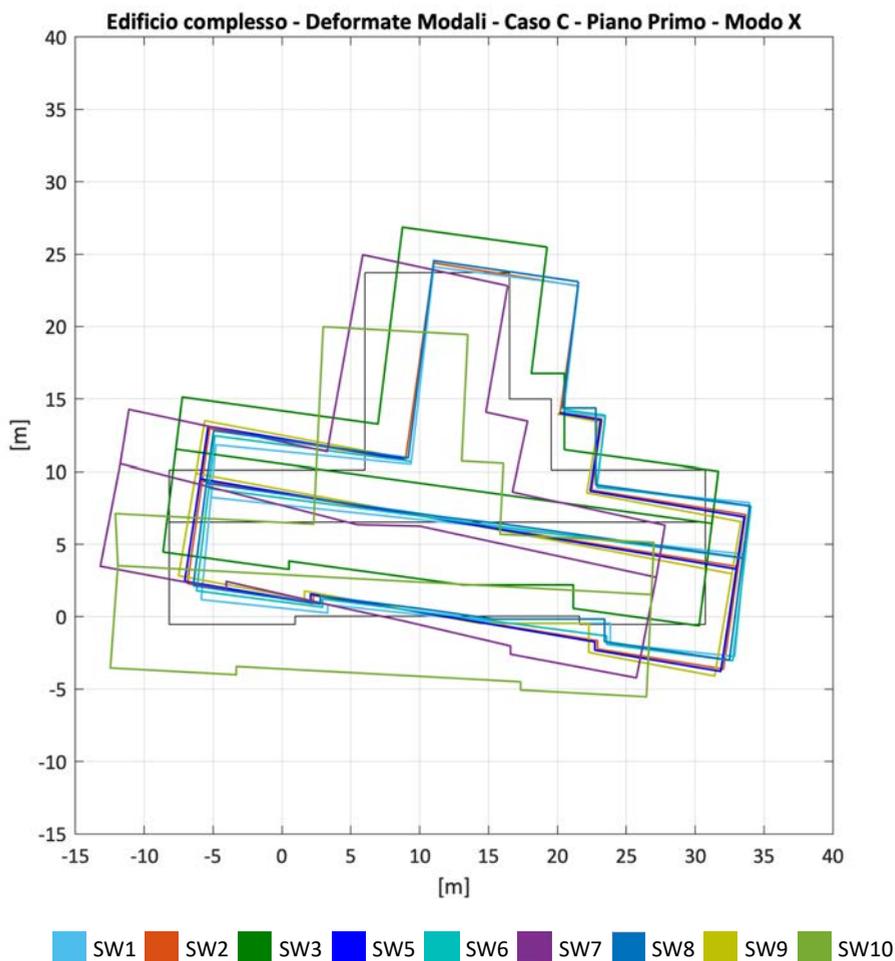


Figura 75 – Forme modali e configurazione indeformata per il piano primo - Caso C – Modo X (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

5.7.3 Confronto delle curve *pushover* globali

Come già precisato, le analisi statiche nonlineari sono state condotte nelle direzioni principali X e Y, senza tener conto dell'effetto dell'eccentricità accidentale aggiuntiva e considerando sia verso positivo che negativo dell'azione sismica. Sono state inoltre applicate due differenti distribuzioni di forze laterali, rispettivamente proporzionali alla distribuzione delle masse ("uniforme") ed alla distribuzione del prodotto delle masse per le relative quote ("triangolare inversa"). Sono state quindi complessivamente considerate

per ciascuna configurazione otto differenti analisi, le cui curve *pushover* globali sono illustrate in **Figura 76** e **Figura 77**, rispettivamente per il caso A e C.

Nel caso C, il solo per il quale allo stato attuale della ricerca è disponibile questo risultato, la differenza marcata in termini di rigidezza iniziale riscontrabile nei risultati delle analisi condotte sui modelli del Gruppo 2 (SW8, SW9 e SW10) rispetto sui modelli *a telaio equivalente* (Gruppo 1) riflette quella relativa alla modalità con cui si tiene conto del degrado:

- “convenzionalmente” nel caso dei modelli a telaio, assumendo un coefficiente riduttivo delle rigidezze elastiche delle sezioni interamente reagenti pari a 0.5;
- “progressivamente” nel caso degli altri modelli, in ragione dell’evoluzione della diffusione del danno ed in misura diversa a seconda della modalità di danno attivata nei pannelli (a pressoflessione o a taglio).

Inoltre nel caso C si osserva come le previsioni dei SW8 e SW9 siano raffrontabili, mentre quella del SW10 sia più simile a quella dei modelli a telaio. Questa differenza tra i modelli del Gruppo 2 è imputabile al fatto che il SW10 gestisce il degrado di rigidezza in modo differente per le due modalità di rottura per pressoflessione e per taglio che nel caso di modalità di rottura prevalente a taglio (come avviene nel caso C) è più simile alle ipotesi di modellazione dei modelli a telaio.

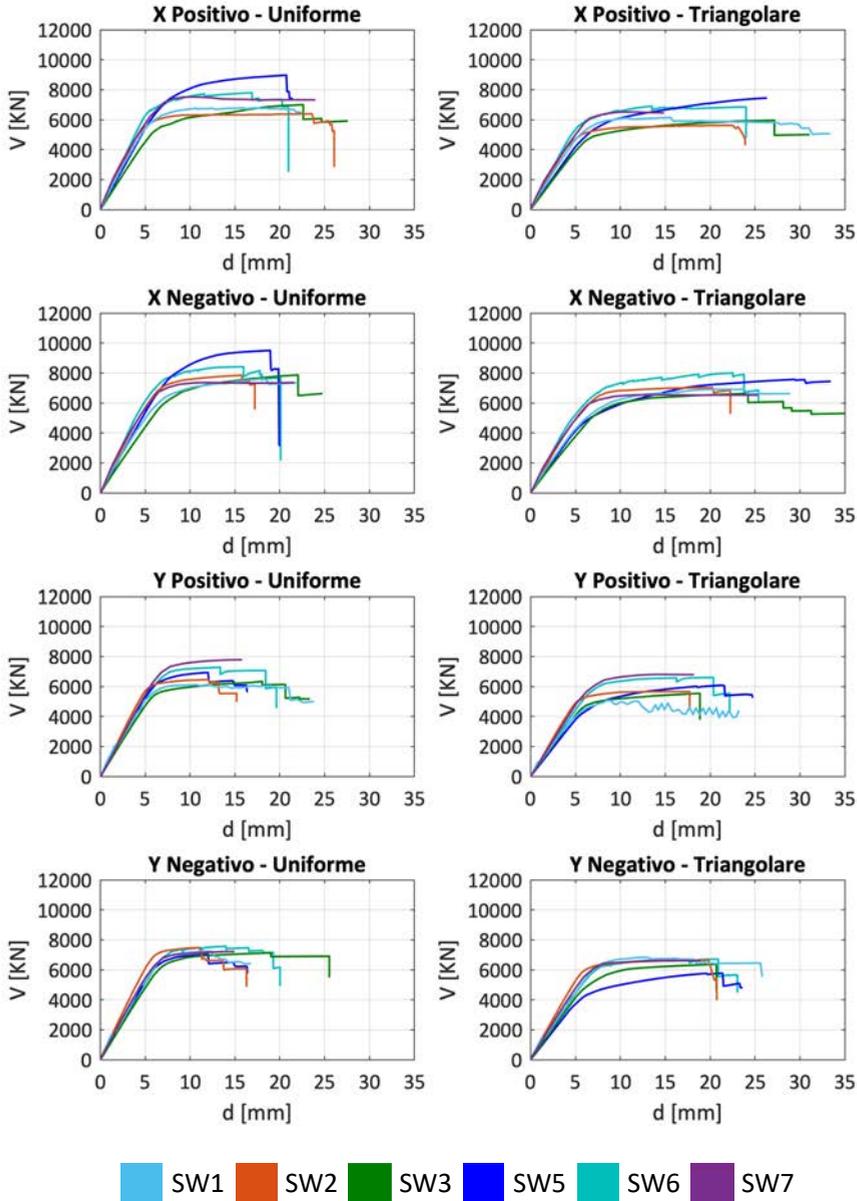
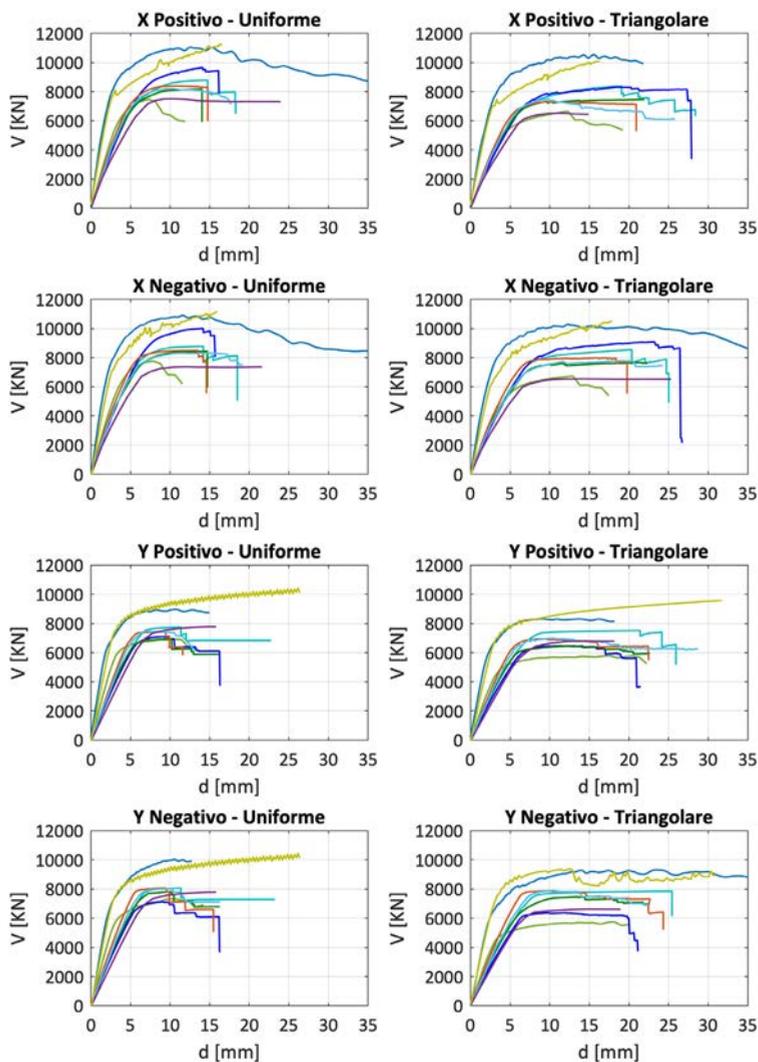


Figura 76 – Confronto delle *pushover* globali ottenute per le otto analisi nel caso A della struttura benchmark n°5 – risultati disponibili solo per modelli appartenenti al Gruppo 1 (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)



■ SW1
 ■ SW2
 ■ SW3
 ■ SW5
 ■ SW6
 ■ SW7
 ■ SW8
 ■ SW9
 ■ SW10

Figura 77 – Confronto delle *pushover* globali ottenute per le otto analisi nel caso C della struttura benchmark n°5 - risultati disponibili per modelli appartenenti al Gruppo 1 e al Gruppo 2 (alcune di queste curve sono presentate in Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7> e Castellazzi et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01147-4>)

5.7.4 Variazione percentuale delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente

In **Tabella 30** e in

Tabella 31 sono riportati i valori medi adottati convenzionalmente a riferimento per il confronto delle tre grandezze che definiscono le curve bilineari equivalenti (ricavate dai dati presentati al §5.7.3 secondo i criteri già illustrati al §5.7.2). I valori medi di riferimento sono distinti per i due gruppi di software che operano a parità di approccio di modellazione (Gruppo 1 e Gruppo 2).

Tabella 30 – Valori medi di riferimento delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente: caso A della struttura benchmark n°5

Analisi	Caso A (media delle stime prodotte da software appartenenti al solo Gruppo 1)		
	Vy [kN]	K [kN/mm]	du [mm]
X+ U	7076	1139	24
X+ T	6101	945	26
X- U	7711	1087	21
X- T	6757	901	28
Y+ U	6490	1058	19
Y+ T	5654	877	21
Y- U	6936	1075	18
Y- T	6220	894	22

Tabella 31 – Valori medi di riferimento delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente: caso C della struttura benchmark n°5

Analisi	Caso C					
	Vy [kN]		K [kN/mm]		du [mm]	
	Gruppo 1	Gruppo 2	Gruppo 1	Gruppo 2	Gruppo 1	Gruppo 2
X+ U	8150	8474	1420	2467	17	14
X+ T	7244	7766	1199	1998	23	19
X- U	8316	8719	1382	2343	17	15
X- T	7710	7956	1156	1866	24	19
Y+ U	6983	7874	1311	2455	16	17
Y+ T	6605	7045	1115	1999	23	23
Y- U	7208	8244	1313	2385	17	15
Y- T	7117	7105	1110	1922	22	22

Le seguenti figure illustrano le variazioni percentuali ottenute per ciascun *software*. In particolare, in **Figura 78** si riportano i risultati ottenuti dalle analisi condotte sulla configurazione A con riferimento al gruppo dei software basati su approccio di

modellazione *a telaio equivalente* (Gruppo 1) mentre in **Figura 79** e **Figura 80** si riportano i risultati relativi al caso C, distinguendo i due gruppi di *software*.

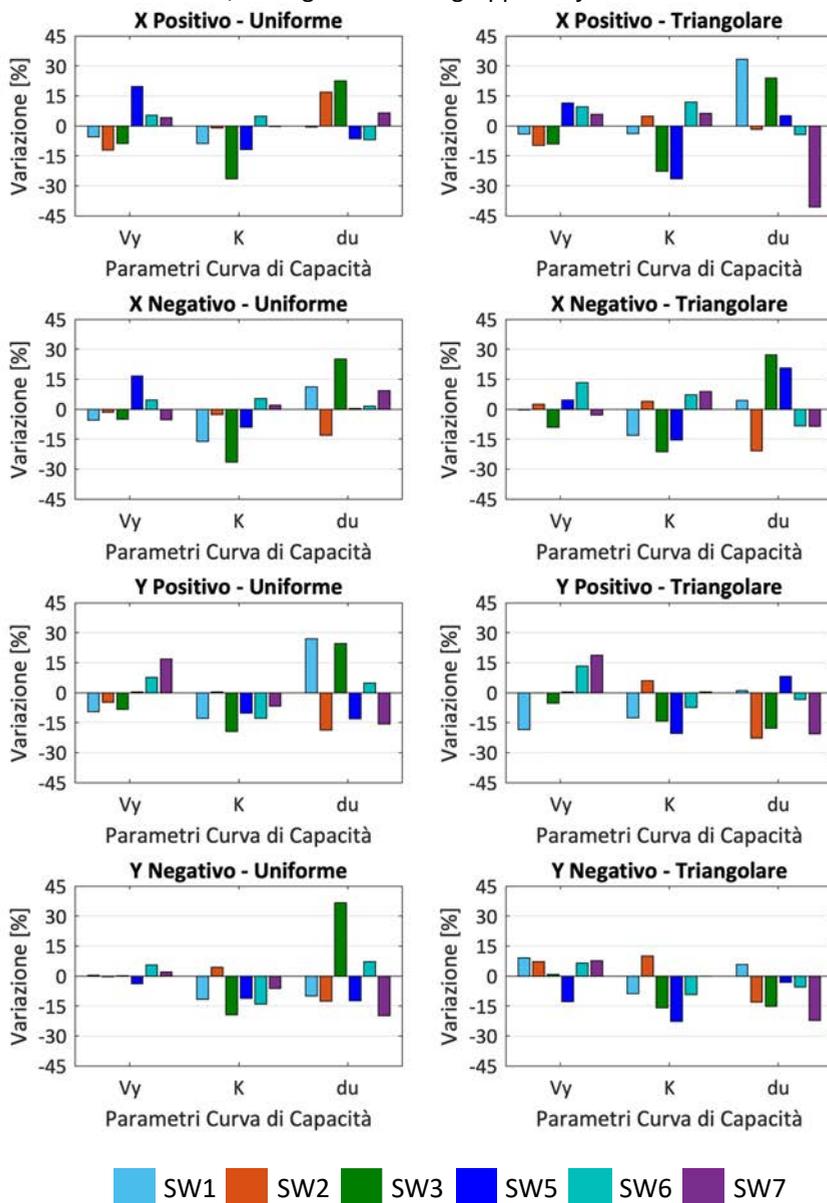


Figura 78 – Variazioni percentuali delle tre grandezze che definiscono le bilineari equivalenti: modelli a telaio equivalente - caso A della struttura benchmark n°5 (i risultati sono disponibili

esclusivamente per software appartenenti al Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

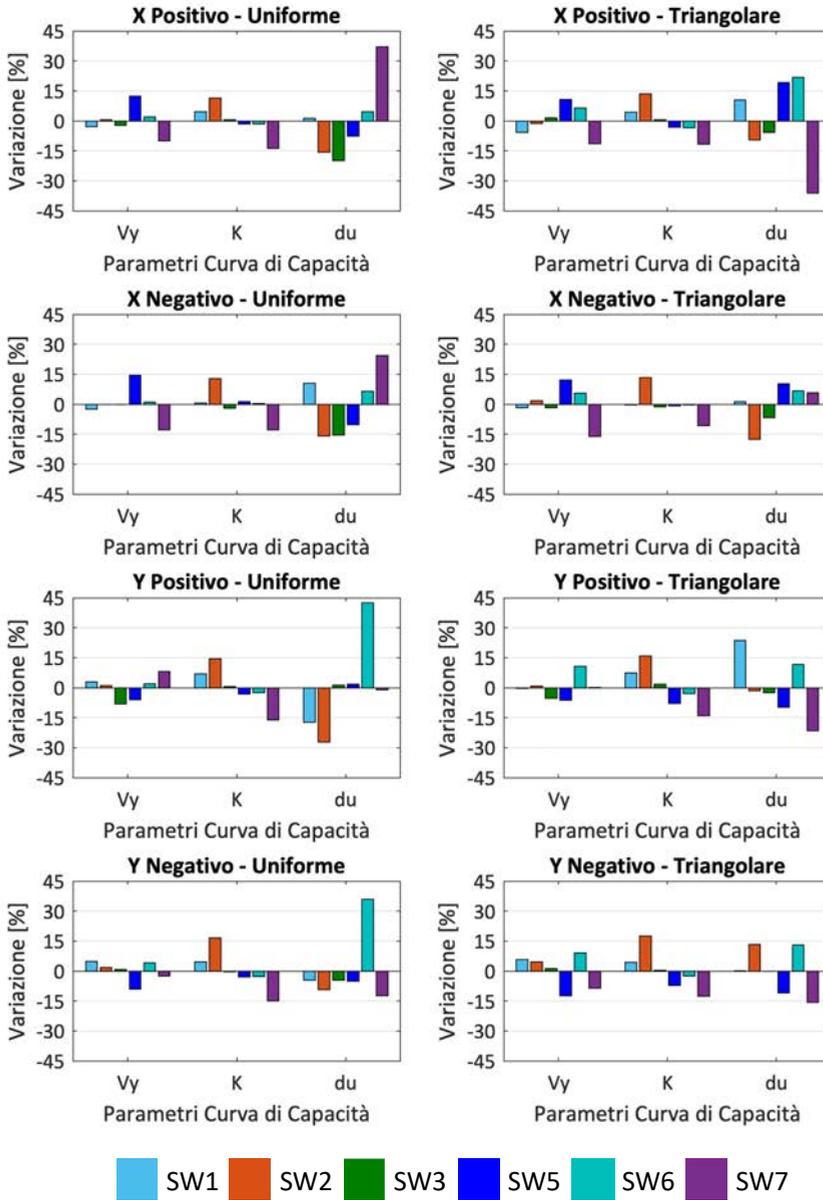
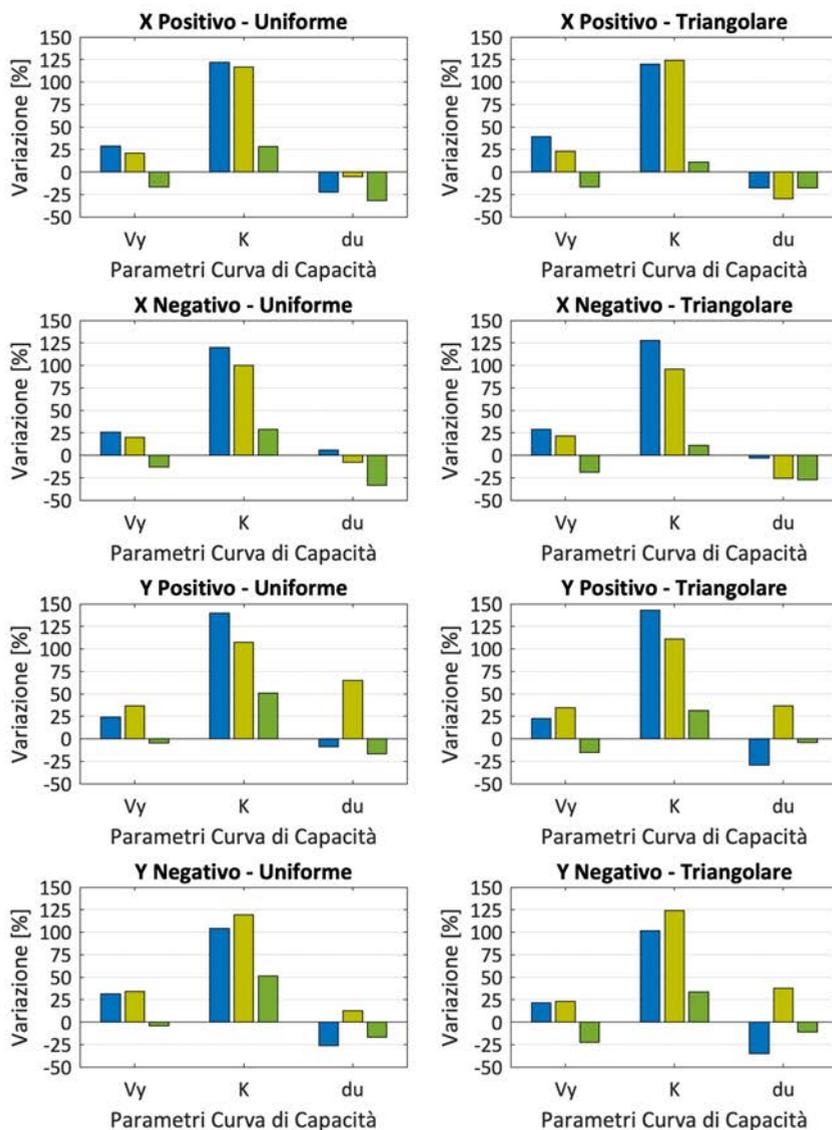


Figura 79 – Variazioni percentuali delle tre grandezze che definiscono le bilineari equivalenti: modelli a telaio equivalente (Gruppo1) - caso C della struttura benchmark n°5 (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)



SW8 SW9 SW10

Figura 80 – Variazioni percentuali delle tre grandezze che definiscono le bilineari equivalenti: Software del Gruppo 2 - caso C della struttura benchmark n°5. Le variazioni percentuali sono riportate a titolo puramente convenzionale e comparativo rispetto al valore medio di riferimento calcolato dalle stime del Gruppo 1 (figura riadattata da Castellazzi et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01147-4>)

Nel caso dei *software* del Gruppo 2, si richiama come in **Figura 80** sia riportata convenzionalmente la variazione percentuale rispetto al valore di riferimento ottenuto dai software che operano nell'ambito della modellazione *a telaio equivalente* (Gruppo 1). Questa scelta è stata adottata per fini puramente comparativi; essa infatti non presuppone l'attribuzione di un grado di affidabilità maggiore all'uno o all'altro gruppo di software.

Si precisa che la scala dell'asse verticale di **Figura 80** è tarata su un valore massimo del 150%.

Si osserva che (ricordando che la variazione percentuale del Gruppo 2 è valutata convenzionalmente e a solo scopo comparativo rispetto alla stima offerta dal Gruppo 1):

- **rigidezza (K):** per i modelli *a telaio equivalente*, la variazione percentuale rispetto al valore di riferimento è contenuta fino ad un massimo del 20% e del 16%, rispettivamente, per i casi A e C. Nel caso C, per i software del Gruppo 2 si raggiunge un massimo del 140%.

Per i modelli a telaio la variazione percentuale media (valutata sul set completo di analisi svolte) si attesta, rispettivamente, intorno a 8% e 5% per i casi A e C.

La significativa differenza tra i risultati ottenuti dai due gruppi di modelli è giustificabile in base alle diverse modalità con cui è gestito il degrado della rigidezza, come precedentemente illustrato.

- **taglio di base (V_y):** per i modelli *a telaio equivalente* la variazione percentuale è contenuta fino ad un massimo del 19% e del 16% per i casi A e C, rispettivamente; per i modelli del Gruppo 2 fino ad un massimo del 39% per il caso C.

Per i modelli *a telaio equivalente* la variazione percentuale media sull'intero set di analisi svolte si attesta intorno a 6% e 5% per i casi A e C, rispettivamente.

- **spostamento ultimo (d_u):** la variazione percentuale arriva ad un massimo del 42% per i casi A e C per i modelli a telaio equivalente e ad un massimo del 71% per i modelli del Gruppo 2 nel caso C.

Per i modelli *a telaio equivalente* lo scarto medio, valutato sull'intero set di analisi svolte, si attesta intorno a 11% per le due configurazioni.

L'apprezzabile differenza di spostamento ultimo tra i due gruppi di *software* è imputabile a due fattori:

- Risposta simulata alla scala dei pannelli. Come chiarito nella **Scheda di approfondimento A**, la calibrazione dei parametri dei modelli del Gruppo 2 è stata operata con riferimento esclusivo alla stima del taglio massimo

di base dei pannelli. In altri termini, allo stato attuale, non sono state svolte calibrazioni mirate sulla fase post-picco. Dai risultati presentati nella **Scheda di approfondimento A** emerge come, al variare del grado di compressione agente sui pannelli e del grado di vincolo, la dispersione tra le previsioni di tali modelli possa essere significativa e, in generale, come la capacità di spostamento ultimo dei pannelli (combinata a significative perdite di capacità portante degli stessi) sia associata a valori anche molto diversi dai limiti convenzionali assunti, in termini di drift, per i modelli a trave non-lineare considerati nel caso dei software basati sull'approccio di modellazione *a telaio equivalente*.

- Criteri adottati per la definizione dello spostamento ultimo sulle curve pushover ottenute con i modelli del Gruppo 2. Come illustrato al §5.2, le curve ottenute da questi *software* sono state arrestate al raggiungimento, in un certo numero di maschi, del valore limite di drift, calcolato ex-post.

Considerando i risultati ottenuti dai modelli *a telaio equivalente*, rispetto alle considerazioni già emerse dai risultati delle strutture benchmark n°3 e n°4, si osserva che:

- la riduzione delle variazioni percentuali nel passaggio dal caso A al C (seppure riscontrata) è meno apprezzabile in questa struttura, decisamente più complessa dell'edificio semplice monocellula bipiano;
- si conferma una maggiore variazione, tra le previsioni offerte dai diversi modelli, dello spostamento ultimo (rispetto al taglio di base e alla rigidezza), imputabile alla minore standardizzazione nei software del criterio di calcolo del drift.

5.7.5 Confronto della modalità di rottura predetta dai software

I risultati illustrati nel seguito, relativi al solo passo di analisi corrispondente al raggiungimento dello spostamento ultimo, fanno riferimento alla rielaborazione del danno ottenuto dalle analisi statiche nonlineari svolte con i diversi *software* considerando distribuzioni di tipo uniforme, secondo le direzione X e Y, e verso positivo delle forze. Anche in questo caso, come per la struttura benchmark n°4, sono ancora in corso di elaborazione le rappresentazioni grafiche a livello di parete.

Il quadro (modalità e gravità) del danno è stato restituito per ogni elemento nel modello (maschi, fasce, cordoli e pilastri, opportunamente identificati nella scheda della struttura benchmark riportata nell' **Allegato I**).

Nel seguito, si riportano i risultati relativi alle pareti perimetrali, differenziate ai due livelli (piano terra, PT, e piano primo, P1) sui quali si sviluppa la struttura; per migliorare la leggibilità dei grafici, in alcuni casi gli elementi sono distinti tra maschi e fasce.

A seconda della direzione di analisi considerata, sono riportati i risultati limitatamente alle pareti di volta in volta maggiormente impegnate nell'equilibrio delle azioni sismiche e quindi maggiormente interessate dal danneggiamento (a meno di fenomeni torsionali significativi). In particolare, per l'analisi in direzione Y sono riportati i risultati delle pareti P2, P6, P8 e P10; per l'analisi in direzione X sono riportati i risultati delle pareti P1, P3, P7 e P9 (si faccia riferimento alla numerazione delle pareti riportata in **Figura 81**).

La rielaborazione del danno è stata eseguita esclusivamente per i *software* che operano nell'ambito della modellazione *a telaio equivalente*. Sono state infatti discusse al §3.3 le convenzionalità e difficoltà nell'associazione di una univoca e certa modalità di danno nel caso dei modelli del Gruppo 2.

Si precisa che uno dei *software* considerati nel Gruppo1 prevede, successivamente alla attivazione in un elemento strutturale, ad un generico passo di analisi, di uno dei meccanismi di danno previsti (sia per pressoflessione che per taglio) l'eventuale rientro nel dominio di sicurezza in corrispondenza di passi di carico successivi. Per questo motivo, i risultati presentati potrebbero segnalare per questo software la condizione di "fase elastica" anche per elementi danneggiati e quindi in "fase plastica" a step di carico precedenti.

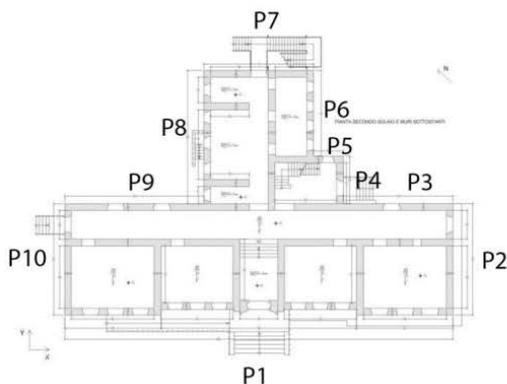


Figura 81 – Identificazioni delle pareti per cui è restituito il quadro del danno

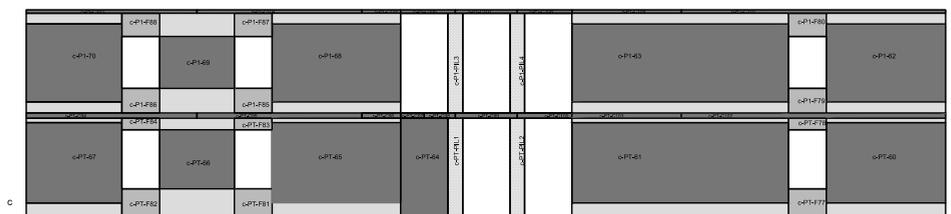


Figura 85 – Numerazione degli elementi delle pareti P3 e P9 (si veda la numerazione di Figura 80)

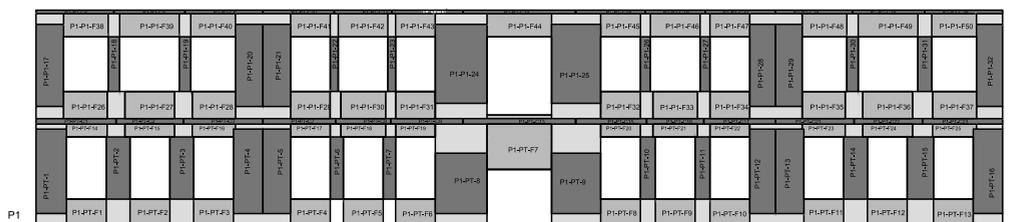


Figura 86 – Numerazione degli elementi della parete P1

In generale, dai risultati si osserva un buon accordo tra le previsioni offerte dai diversi programmi di calcolo e fra queste e la risposta reale dell'edificio; ovviamente questa considerazione è limitata al caso C, che risulta il più coerente, fra quelli considerati, con la configurazione dell'edificio reale cui la struttura benchmark n°5 è ispirata.

Si valuta in primo luogo la coerenza tra le previsioni offerte dai *software*.

Con riferimento al quadro del danno simulato per l'analisi in direzione X, si osserva che:

- **Elementi di tipo fascia.** Partendo dall'esame della parete P1, la quasi totalità dei software stima la plasticizzazione (o rottura) a pressoflessione nel caso A (**Figura 87**), passando a comportamenti più differenziati, nella maggior parte dei casi a taglio per fessurazione diagonale, nel caso C (**Figura 88**). Questa tendenza si riscontra anche per le pareti P3, P7 e P9 (**Figura 91**, **Figura 92**, **Figura 93**).

Il passaggio da una prevalenza di danneggiamento a pressoflessione nel caso A a quello per taglio per fessurazione diagonale nel caso C è coerente con i criteri di resistenza adottati per l'interpretazione della risposta delle fasce, che confidano nell'attivazione del meccanismo a puntone solo nel caso di presenza di un elemento accoppiato resistente a trazione, condizione garantita nel caso C dalla presenza del cordolo di piano in c.a.. La presenza di tale elemento garantisce una maggiore capacità resistente della fascia nei riguardi del meccanismo a pressoflessione che risulta pressoché nulla (nell'ipotesi di adottare per la fascia gli stessi criteri di resistenza dei maschi murari oppure criteri nei quali il termine H_p del meccanismo a puntone sia nullo).

- Elementi di tipo maschio. Partendo dall'esame della parete P1, nel caso A (**Figura 89**) la quasi totalità dei software stima una modalità prevalente di danno a pressoflessione, maggiormente localizzato al piano terra (la maggior parte dei software predice infatti una risposta elastica dei maschi al piano primo). Nel caso C (**Figura 90**), per alcuni maschi del PT (M08 e M09) la maggior parte dei software stima una modalità di danno per taglio per fessurazione diagonale. Anche nel caso C, si osserva comunque una coerenza tra i software nel predire una localizzazione del danno a PT. Nel caso delle pareti P3 e P9 (**Figura 91, Figura 92**), nel caso A si osservano previsioni più disperse, con una tendenza invece chiara, nel passaggio al caso C, ad una prevalenza della modalità di rottura a taglio per fessurazione diagonale dei maschi del PT.

Il fatto che, nel caso della parete P1, questa tendenza (nel passaggio dal caso A al caso C) sia meno marcata è giustificata dalla geometria dei maschi murari di questa parete, decisamente più snelli rispetto a quelli delle altre, per i quali (a parità di altri fattori) è quindi attendibile una maggiore propensione ad una risposta a pressoflessione.

- Risposta globale. Nel caso A si rileva una modalità di danno prevalente a pressoflessione, che si attiva prima nelle fasce di piano per poi estendersi ai maschi, con concentrazione del danno, in prevalenza, in quelli del piano terra, mentre nel caso C si osserva una concentrazione del danno ancora a piano terra ma con prevalenza di risposta a taglio per fessurazione diagonale sia nelle fasce che nei maschi. Il meccanismo globale rilevato nel caso C è coerente anche con quello simulato dai software che operano nell'ambito del Gruppo 2 anche se, come già richiamato, è più difficile per questi ultimi programmi effettuare una attribuzione precisa a livello locale di singolo elemento.

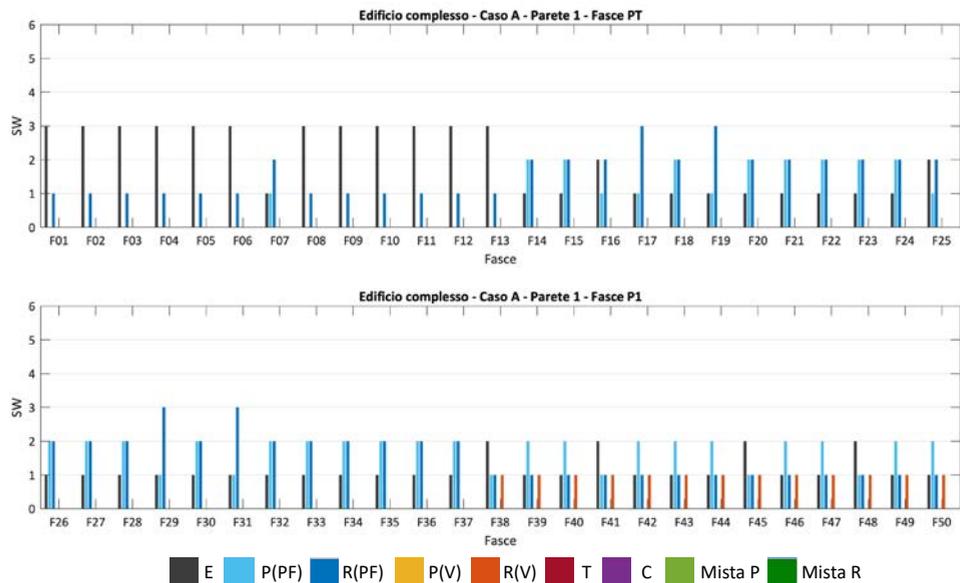


Figura 87 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce della Parete 1: analisi X- Caso A (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

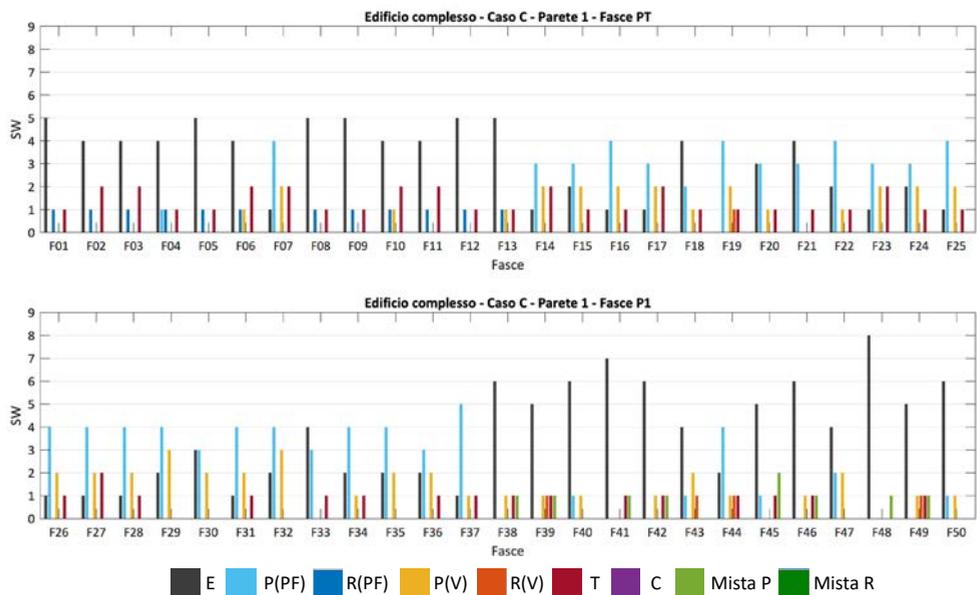


Figura 88 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce della Parete 1: analisi X- Caso C (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

Con riferimento al quadro del danno simulato per l'analisi in direzione Y, si osserva che:

- elementi di tipo fascia. Partendo dall'esame delle pareti P6 e P8 (che sono caratterizzate da un numero più significativo di fasce e risultano quindi più rappresentative), la quasi totalità dei software stima la plasticizzazione (o rottura) a pressoflessione nel caso A (**Figura 94, Figura 95**), passando nella maggior parte dei casi a taglio per fessurazione diagonale (a PT) oppure in fase elastica (a P1) nel caso C (**Figura 95, Figura 97**). Il comportamento generale è quindi il medesimo osservato in direzione X e già motivato dai commenti precedenti.
- elementi di tipo maschio. Partendo dall'esame delle pareti P6 e P8, nel caso A (**Figura 94, Figura 95**) la quasi totalità dei software stima una modalità di danno prevalente a pressoflessione, maggiormente localizzato a piano terra (la maggior parte dei software predice infatti una risposta elastica dei maschi al piano primo). Nel caso C (**Figura 90**), la maggior parte dei software passa alla stima di una modalità di danno per taglio per fessurazione diagonale con concentrazione al PT, stimando viceversa che i maschi del P1 siano in fase elastica oppure caratterizzati da una plasticizzazione a pressoflessione. Le pareti P2 e P10 (**Figura 98, Figura 99**) sono caratterizzate dalla presenza a ciascun piano di un maschio piuttosto tozzo (deputato ad equilibrare la maggior parte delle forze esterne) e di uno più snello. In generale, per queste pareti, si osservano previsioni più disperse nel caso A per il maschio più tozzo, che diventano poi nella maggior parte dei casi a taglio per fessurazione diagonale nel caso C. In entrambi i casi, A e C, si osserva una concentrazione del danno a PT.
- Globalmente. Si osservano comportamenti analoghi a quelli già discussi nel caso dell'analisi in X.

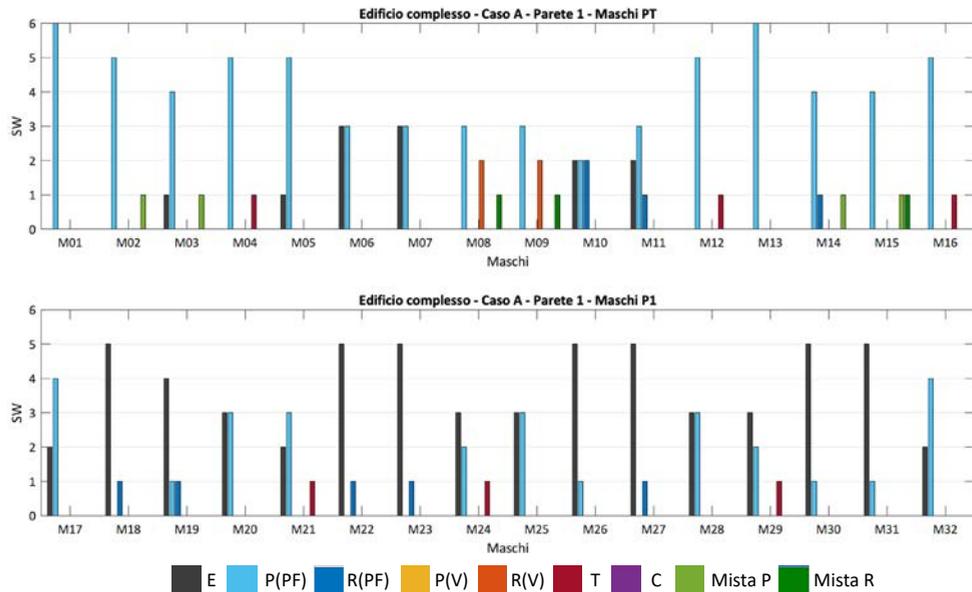


Figura 89 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per i maschi della Parete 1: analisi X- Caso A (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

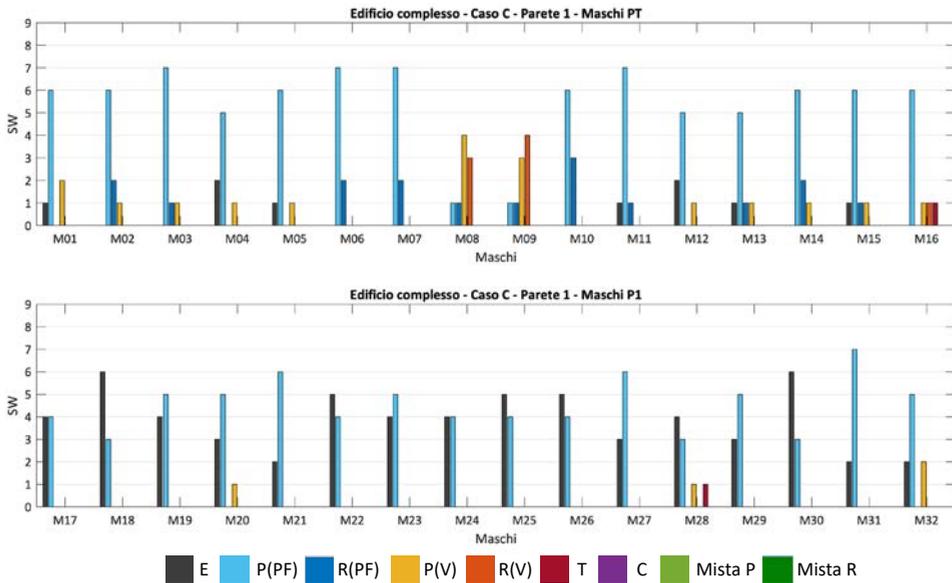


Figura 90 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per i maschi della Parete 1: analisi X- Caso C (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

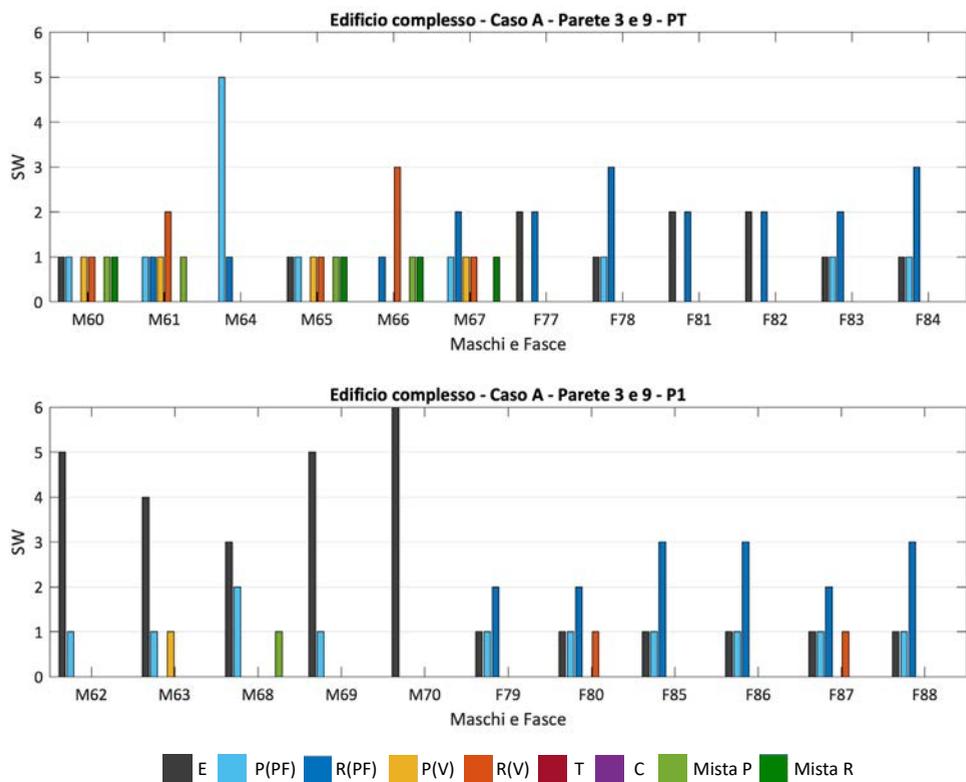


Figura 91 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi delle Pareti P3 e P9 : analisi X- Caso A (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

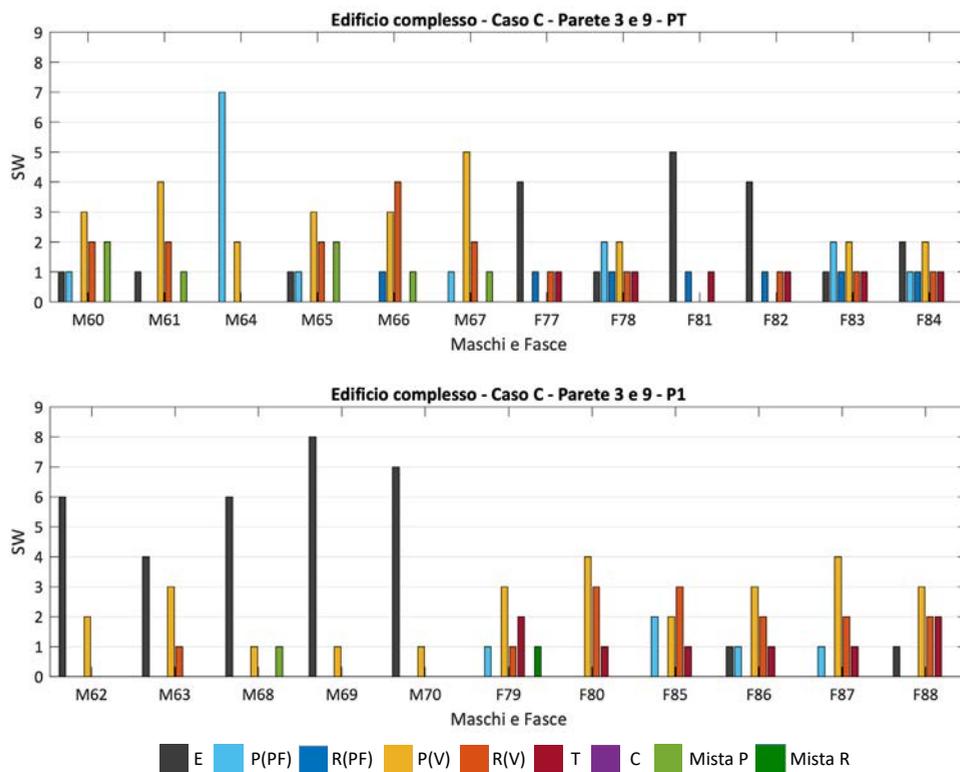


Figura 92 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi delle Pareti P3 e P9 : analisi X- Caso C (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

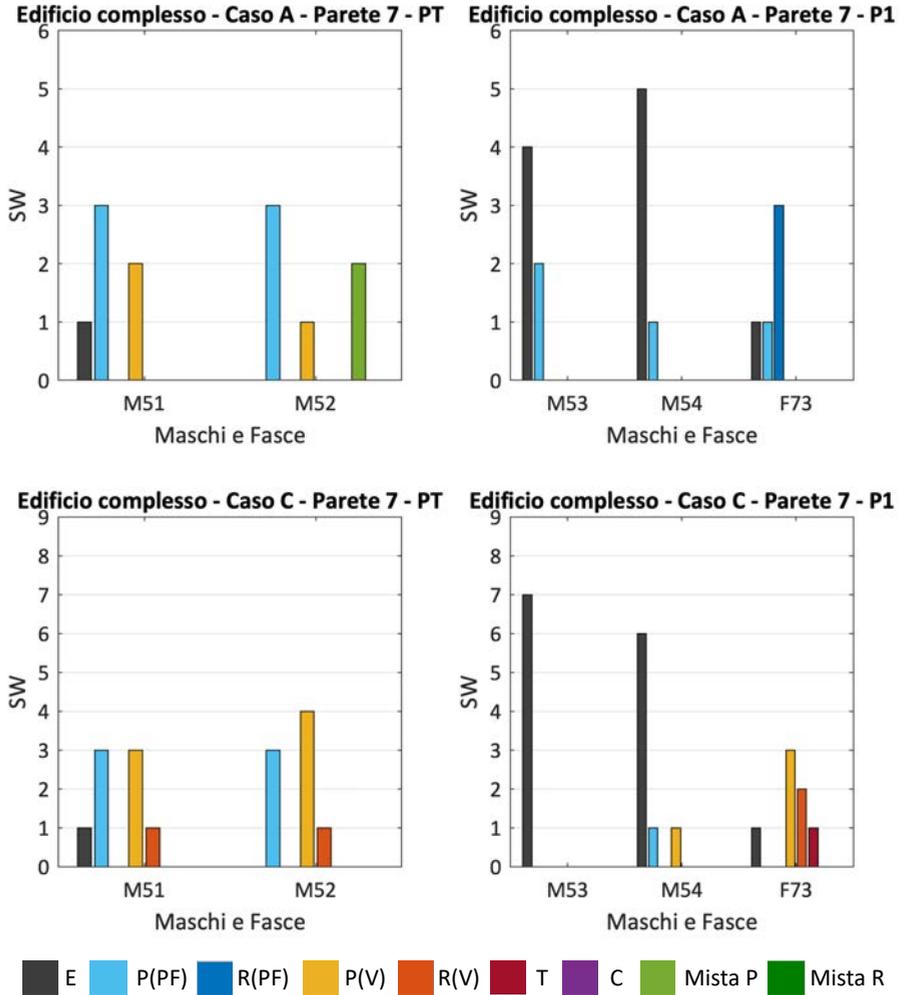


Figura 93 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P7: analisi X - Casi A e C (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

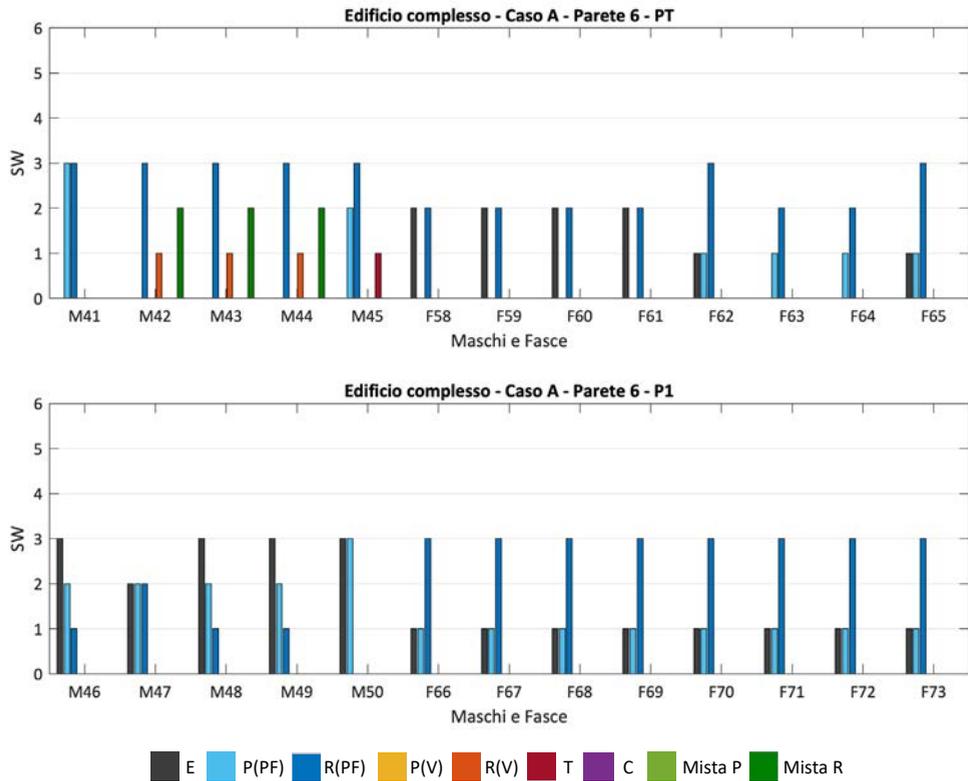


Figura 94 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P6 : analisi Y- Caso A (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

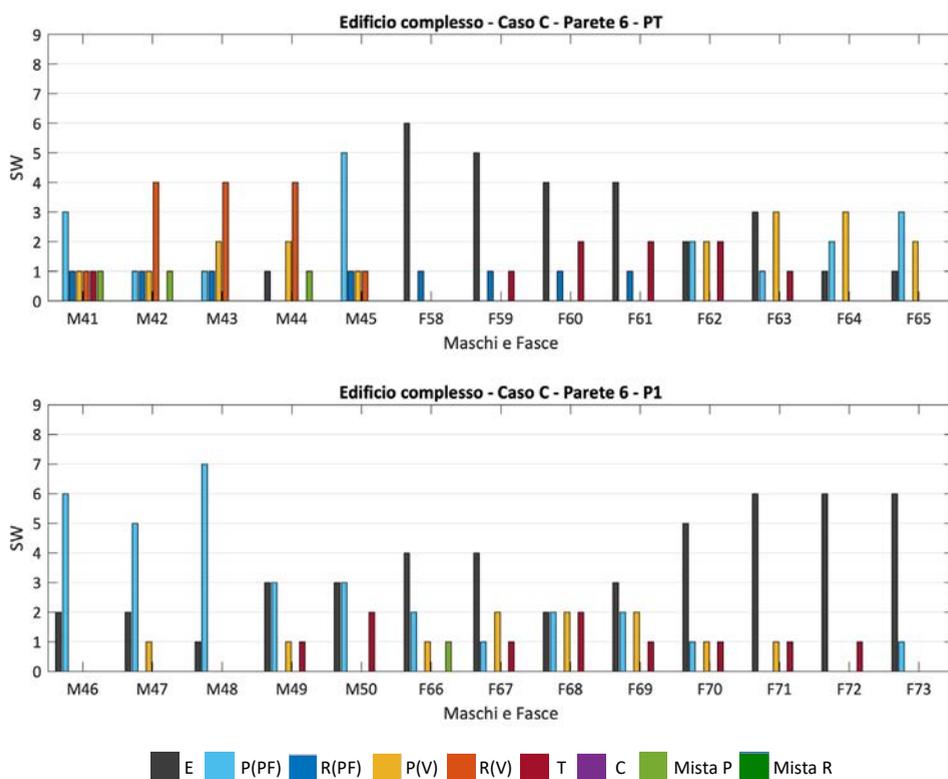


Figura 95 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P6 : analisi Y- Caso C (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

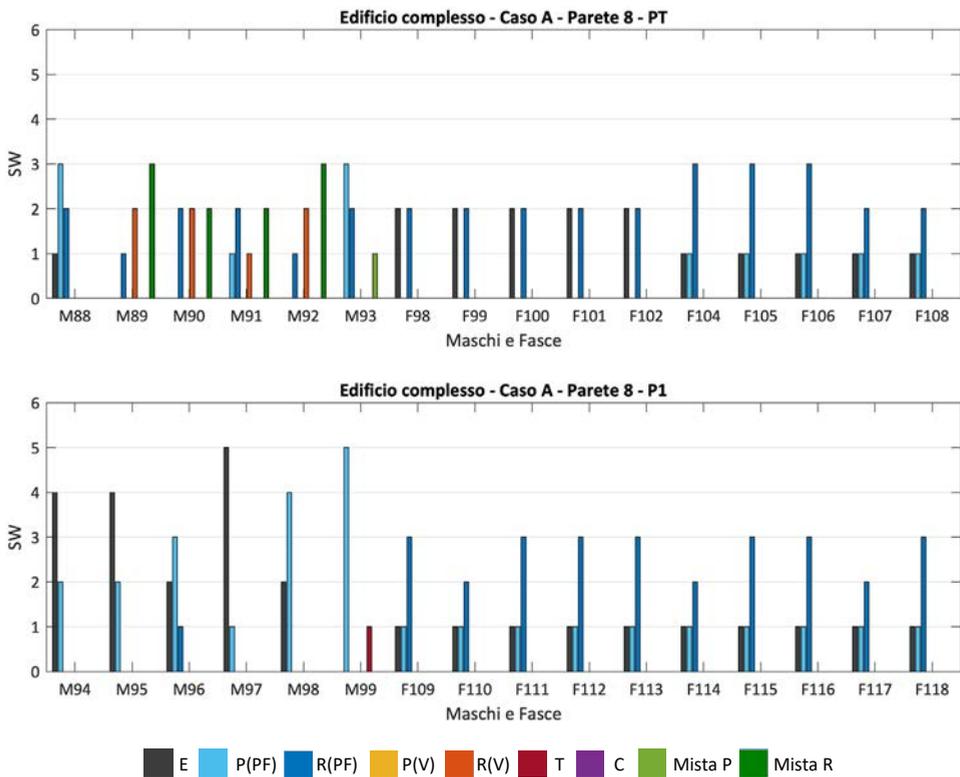


Figura 96 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P8 : analisi Y- Caso A (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

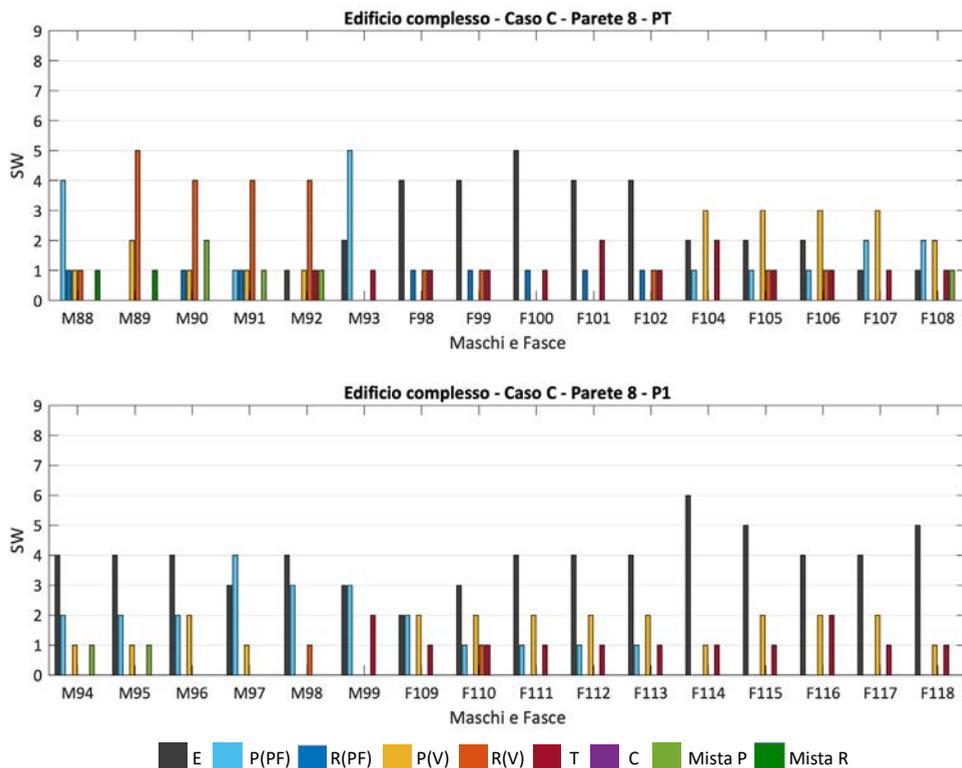


Figura 97 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P8 : analisi Y- Caso C (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

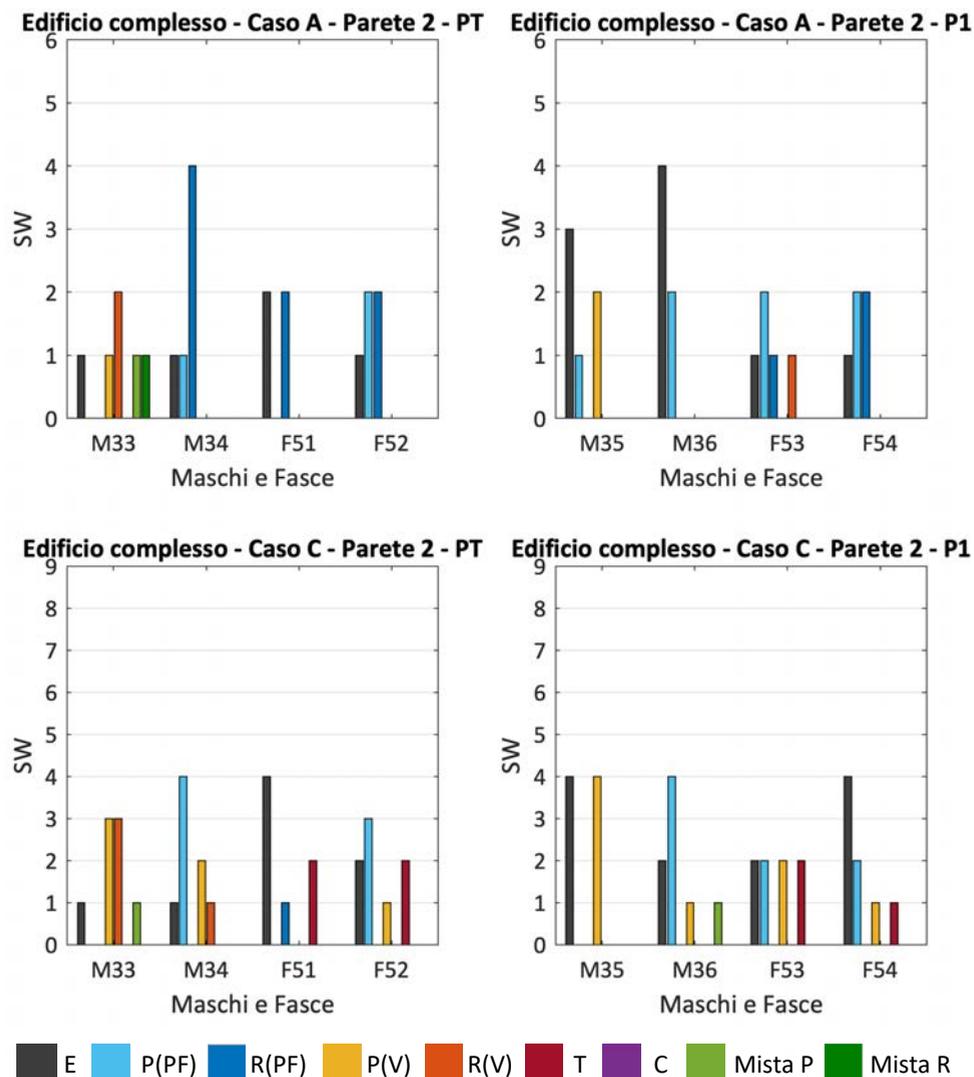


Figura 98 –Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P2 : analisi Y- Casi A e C (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

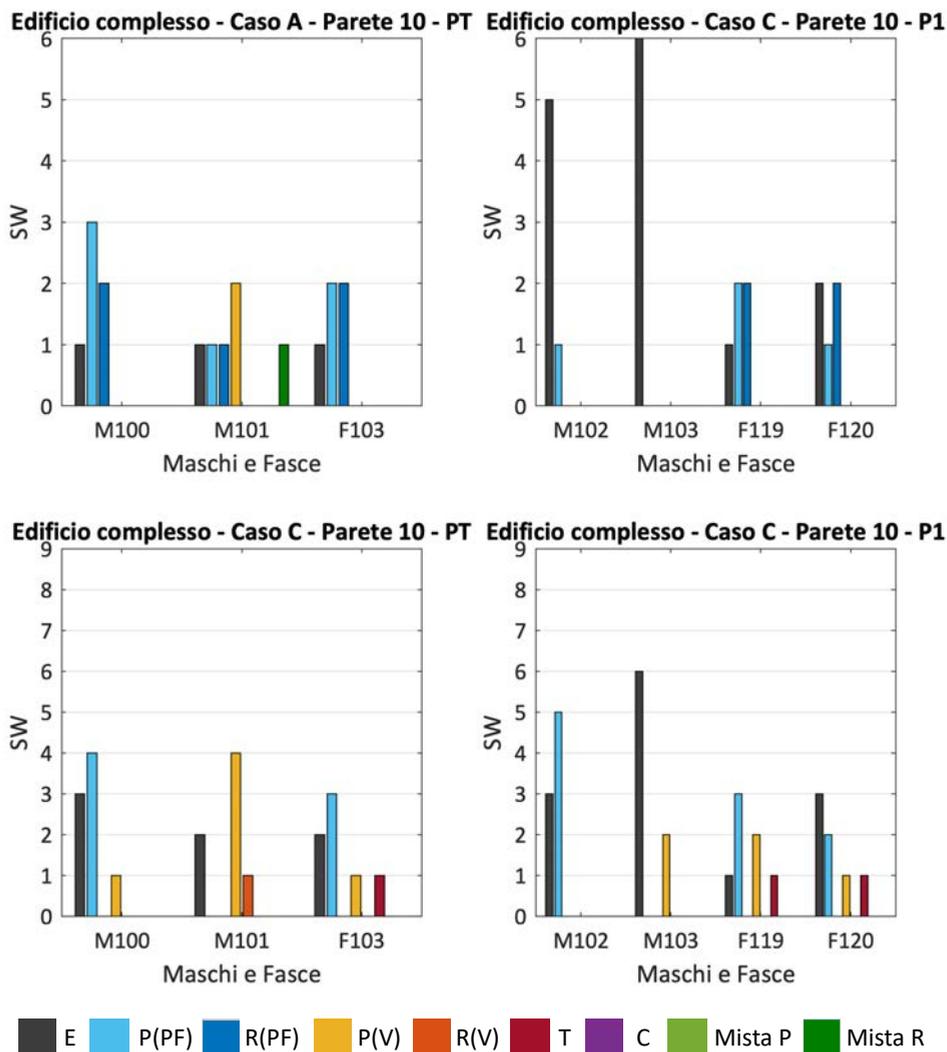


Figura 99 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P10 : analisi Y- Casi A e C (solo Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

Si riportano di seguito alcune preliminari considerazioni relative al confronto tra la risposta reale dell'edificio e quella predetta dai software. In relazione alla risposta strutturale effettivamente esibita dalla struttura, si ricorda che la scuola era già stata chiusa a seguito della scossa del 24 agosto 2016, dopo la quale l'edificio aveva già manifestato danni diffusi in diverse pareti. La scuola ha subito poi notevoli e progressivi

aggravamenti del danno, che hanno portato nella seconda scossa del 26 ottobre 2016 anche al crollo per ribaltamento fuori piano di una porzione della facciata esterna alla base della T. Complessivamente, il danno raggiunto dall'edificio a seguito dell'evento del 30 ottobre può essere classificato come di incipiente collasso, con estrema limitata capacità residua a sopportare azioni orizzontali.

Considerato il grave livello di danno raggiunto dalla struttura e la severità dell'intensità dell'evento sismico reale, è giustificato il confronto con il danno predetto dai software in corrispondenza dello spostamento ultimo più che con quello a passi precedenti dell'analisi.

E' evidente che il confronto ha lo solo scopo di effettuare alcune prime considerazioni, poiché le analisi svolte non hanno in alcun modo la finalità di una simulazione accurata della risposta sismica reale di questa struttura (che in modo più appropriato dovrebbe avvenire attraverso l'esecuzione di analisi dinamiche non-lineari, impiegando come input gli accelerogrammi registrati alla base della struttura dall'Osservatorio Sismico delle Strutture). Inoltre, la gravità del danno reale negli specifici elementi è frutto anche di fenomeni di accumulo del danno a causa della sequenza di scosse che hanno interessato l'area in cui la scuola P.Capuzi era ubicata, che le analisi statiche nonlineari monotone presentate in questo documento non possono cogliere.

Cionondimeno, il confronto è utile per verificare se la modalità di danno globale prevista dai software sia comunque coerente con quella realmente occorsa (modalità – che a differenza dalla gravità - si ritiene non alterata dai fenomeni di accumulo del danno, essendosi chiaramente manifestata già dalle prime scosse).

In generale, si osserva una buona coerenza tra la modalità di danno globale occorsa e quella prevista dalla maggior parte dei software: come già discusso in precedenza, per il caso C è prevista una risposta complessiva caratterizzata da una concentrazione più grave del danno a PT con prevalenza, per i maschi murari, di attivazione della modalità di danno a taglio per fessurazione diagonale a PT e, limitatamente ad alcune pareti, a pressoflessione al P1, e, per le fasce, di risposta a taglio per fessurazione diagonale o di condizione elastica.

La **Figura 100** riporta, a titolo di esempio, il rilievo del danno reale sulla parete P8 (con numerazione degli elementi maschio e fascia adottata nelle analisi numeriche) confrontato con la rappresentazione del danno simulato dai diversi *software* (avendo distinto gli elementi al piano terra, PT, e al primo piano, P1).

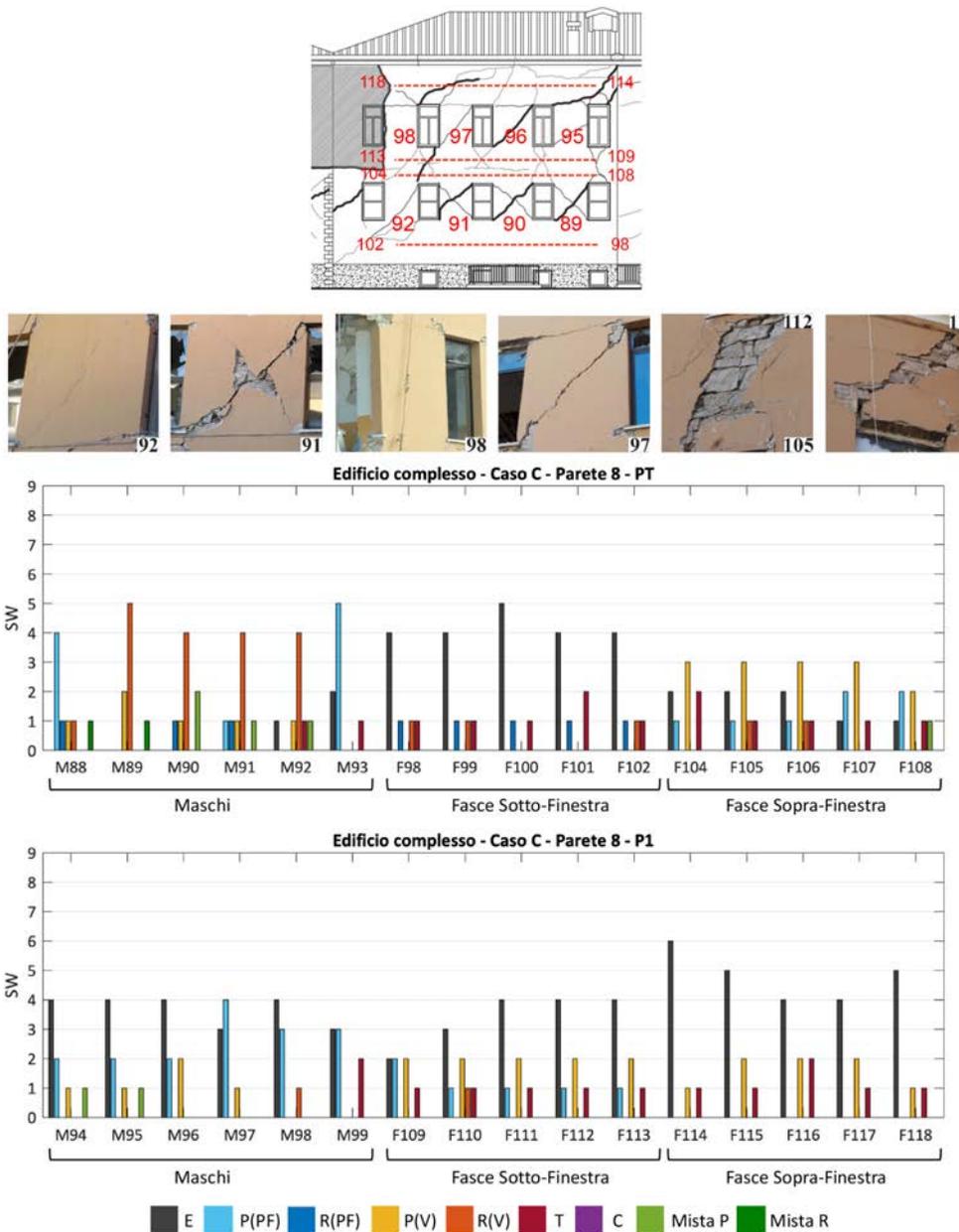


Figura 100 – Parete 8: rilievo del danno reale; confronto del danno simulato dai diversi software del Gruppo 1 per al piano rialzato (PR) e al primo piano (P1) – analisi in direzione Y – caso C (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

Si precisa che:

- I risultati numerici si riferiscono, in particolare, alle analisi svolte in direzione Y sulla configurazione C.
- Nella restituzione del danno reale lo spessore delle linee è associata a precisi livelli di gravità: le linee nere più spesse indicano un livello di danno alla scala di elemento maggiore.

Inoltre, ancora a titolo di esempio, sono riportate in figura immagini, datate 8 dicembre 2016, rappresentative dello stato di danno di alcuni maschi e fasce.

In particolare, si fa notare come per questa parete- *coerentemente con la risposta reale occorsa e in analogia a quanto osservato a livello globale sebbene le analisi statiche nonlineari svolte abbiano in alcun modo l'ambizione di effettuare una simulazione accurata della risposta reale occorsa* - dalle previsioni dei modelli numerici risulti che:

- i maschi del piano terra siano più danneggiati (avendo raggiunto nella maggior parte dei casi lo stato di rottura (R), ossia la condizione di superamento del drift limite) rispetto a quelli del primo piano;
- i maschi del piano terra siano interessati da una rottura prevalente a taglio per fessurazione diagonale;
- le fasce sopra-finestra del piano terra siano interessate da una modalità di danno prevalente a taglio per fessurazione diagonale (avendo nella maggior parte dei casi raggiunto solo la condizione di plasticizzazione, quindi un livello inferiore di danno rispetto ai maschi murari del PT);
- le fasce sopra-finestra del primo piano siano interessate da un livello di danno, minore nella maggior parte delle previsioni, rispetto a quelle del piano terra.

5.7.6 Calcolo dell'accelerazione massima compatibile con vari stati limite

Nel seguito sono presentati i risultati relativi al confronto dell'accelerazione massima computata dai diversi software (PGA) compatibile con differenti livelli prestazionali. In particolare, i livelli prestazionali considerati sono quelli corrispondenti:

- al punto di snervamento della bilineare equivalente del sistema (PGA - V_y);
- al raggiungimento dello spostamento ultimo (PGA - d_u)

I risultati sono riportati, a titolo di esempio, con riferimento al solo caso C ed alle analisi condotte considerando una distribuzione uniforme delle forze.

Come precedentemente introdotto, per la valutazione della PGA è stato adottato a riferimento il metodo N2. In accordo con tale metodo, giocano un ruolo sul calcolo finale della PGA_{SL} le differenze:

- sui parametri che definiscono la bilineare equivalente (F_y , K , d_u);

- sui fattori di conversione del sistema SDOF (Γ , m^*), che consentono di convertire il taglio di base globale e la rigidezza rispettivamente nell'accelerazione a snervamento del sistema ($A_y = F_y / \Gamma m^*$) e nel periodo T^* . Sul valore finale incidono anche il valore assunto per T_c (periodo che separa le regioni dello spettro ad accelerazione e velocità costanti) e la sua relazione con T^* .

Il risultato è utile per quantificare come le differenze nella descrizione della risposta non-lineare sulla struttura possano ripercuotersi sulla valutazione della sicurezza finale.

Per calcolare la forma spettrale sono state adottate le seguenti grandezze:

- $S = 1.52$;
- $T_c = 0.714$;
- $F_0 = 2.363$.

La **Figura 101** riporta i valori di T^* e del rapporto T^*/T_c ottenuti. In tutti i casi il rapporto T^*/T_c risulta minore di 1, quindi il calcolo della domanda sismica attesa avviene con riferimento alla regione a massima amplificazione dello spettro di risposta.

Nel calcolo di Γ (**Figura 102**) si osserva come nella maggior parte dei casi non ci sia differenza al variare della distribuzione di forze adottata. Questo è coerente con l'assunzione che tale fattore di partecipazione modale sia calcolato dalla maggior parte dei software con riferimento alla forma dell'autovettore corrispondente al primo modo (eventualmente approssimata con la deformata conseguente all'applicazione di un sistema di forze proporzionali alla distribuzione del prodotto delle masse nodali per le relative quote sulla struttura modellata in campo elastico), indipendentemente dalle forze applicate nell'analisi statica non lineare. Nel caso dei software che consentono di scegliere tra diverse modalità di calcolo, è stata adottata l'opzione coerente con quanto sopra esposto.

Per i software SW3 e SW5, diversamente a tutti gli altri programmi, si osserva come, nel caso di distribuzione di forze uniforme, il valore di Γ sia unitario; tali software infatti assumono di default tale valore in ragione dell'assunzione di un autovettore uniforme, senza possibilità di scelta da parte dell'utente.

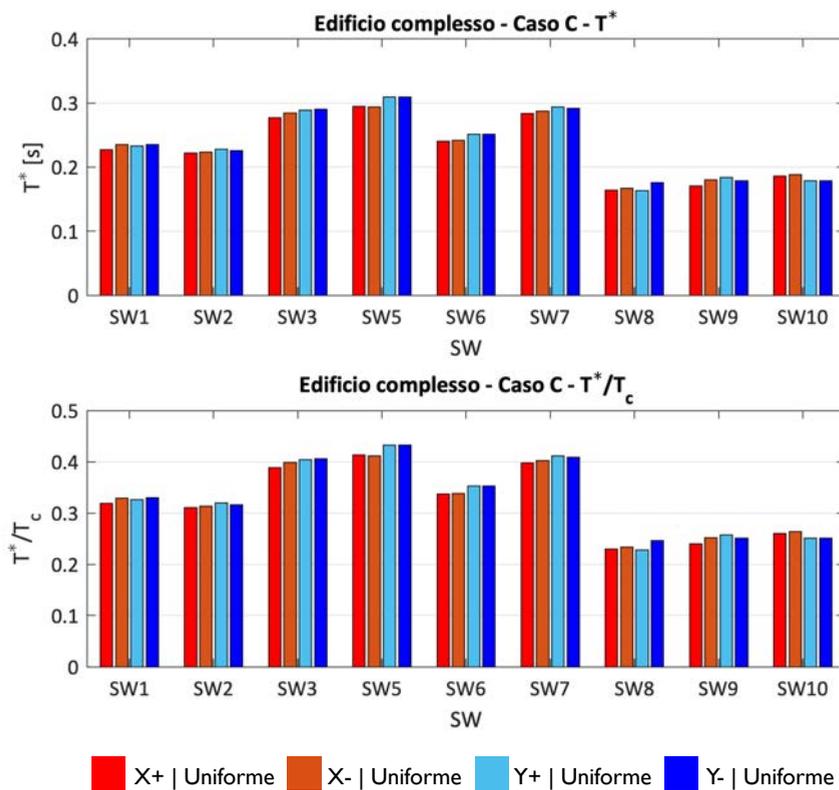


Figura 101 – Valori di T* per i diversi programmi e rapporti T*/Tc, per entrambe le direzioni e la distribuzione uniforme. (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

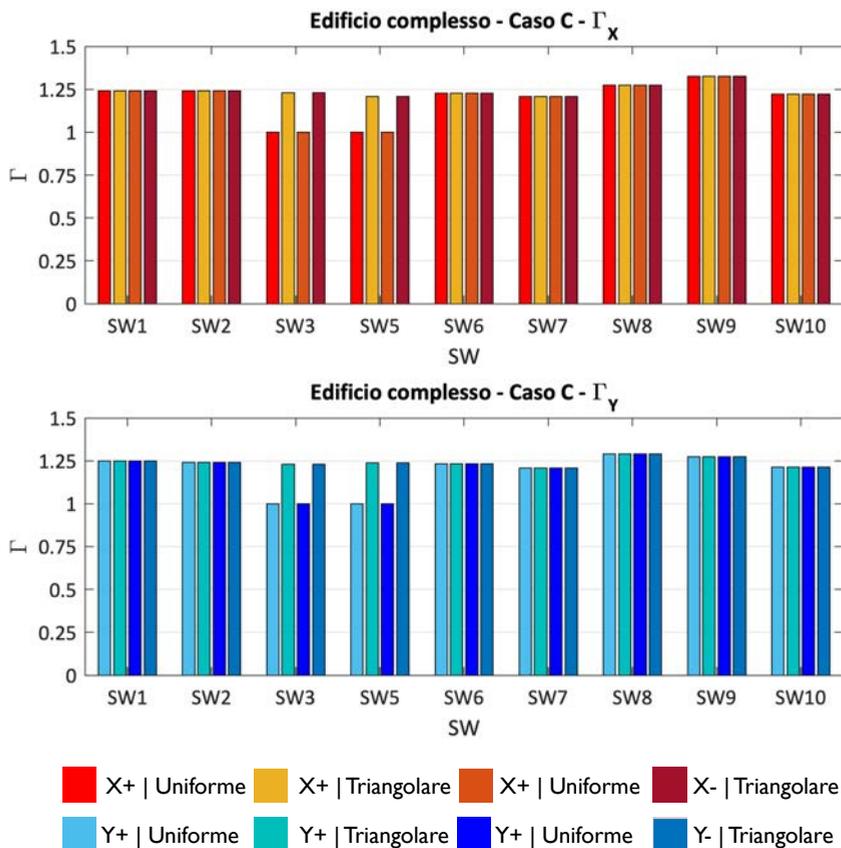


Figura 102 – Valori di Γ per i diversi software al variare delle distribuzioni di forze applicate e differenziati per la direzione di analisi (X e Y, verso positivo e negativo)

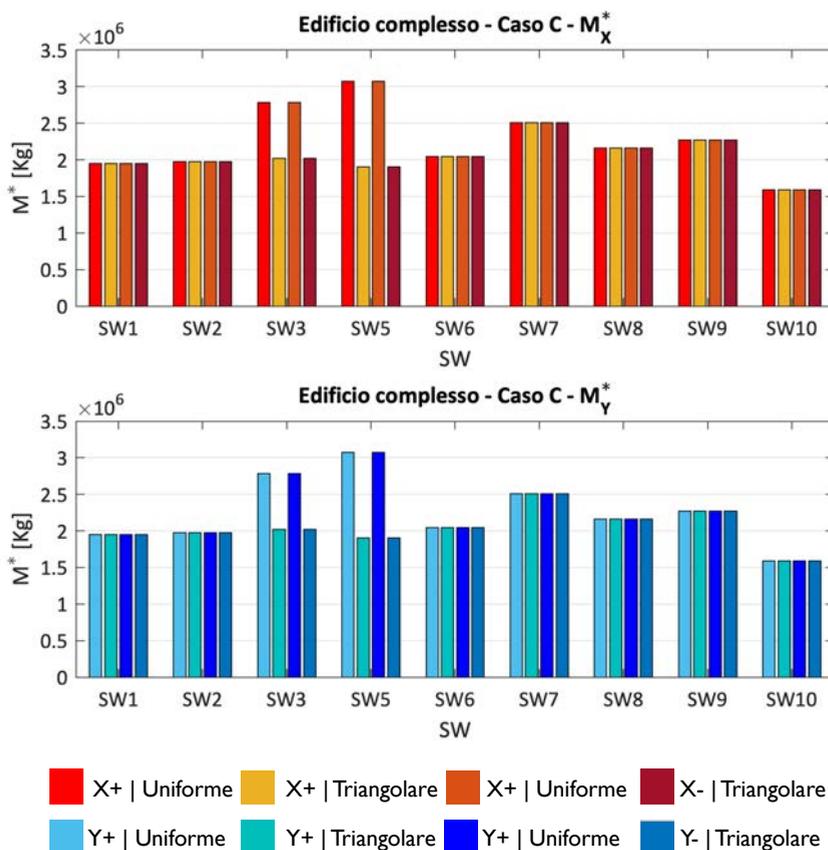


Figura 103 – Valori di M^* per i diversi software al variare delle distribuzioni di forze applicate e differenziati per la direzione di analisi (X e Y, verso positivo e negativo)

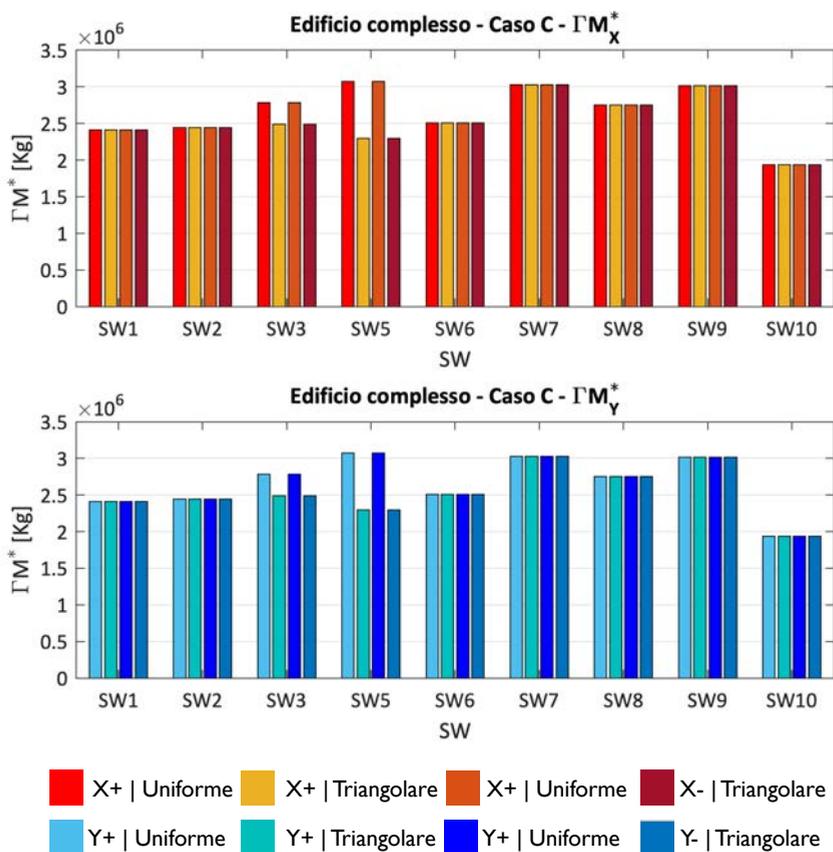


Figura 104 – Valori del prodotto ΓM^* per i diversi software al variare delle distribuzioni di forze applicate e differenziati per la direzione di analisi (X e Y, verso positivo e negativo)

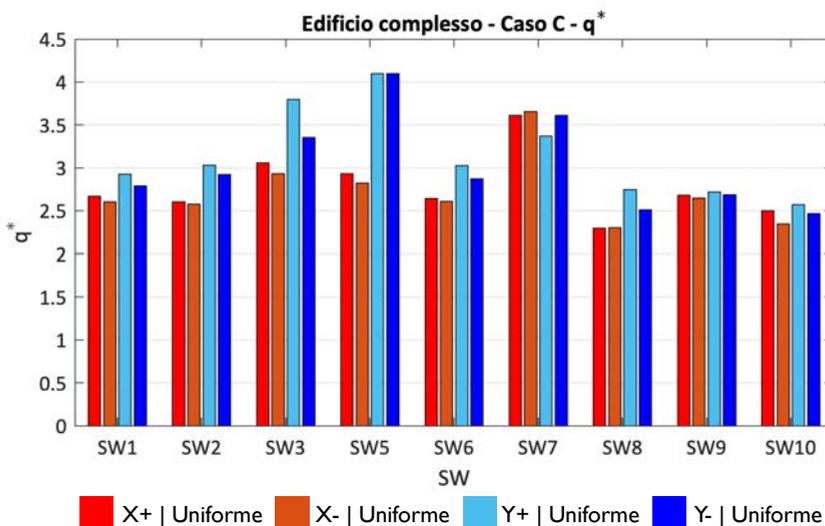


Figura 105 – Valori di q^* per i diversi programmi, per le due direzioni e per la distribuzione uniforme. (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

La **Figura 106** riporta i valori risultanti di PGA, per le due direzioni esaminate, nel caso dei modelli a telaio equivalente; la **Figura 107** ne illustra le variazioni percentuali rispetto al valore medio di riferimento.

Si osserva che le variazioni percentuali variano:

- nel caso della $PGA-V_y$: fino ad un massimo del 26% ed in media (ossia considerando le quattro analisi considerate) del 11%.
- nel caso del della $PGA-d_u$: fino ad un massimo del 32% ed in media (ossia considerando le quattro analisi considerate) del 10%.

I valori massimi di queste variazioni percentuali si verificano in casi isolati, che tipicamente riguardano il SW6 (in particolare per la $PGA-d_u$ risultante dalle analisi in direzione Y) ed il SW7 (in particolare per la $PGA-V_y$ risultante dalle analisi in direzione X). Dall'esame di **Figura 79**, che riporta le variazioni percentuali sulle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente, si può giustificare tale risultato in ragione della maggiore differenza rilevata nel caso del SW6 per lo spostamento ultimo in direzione Y e nel taglio di base V_y in direzione X nel caso del SW7.

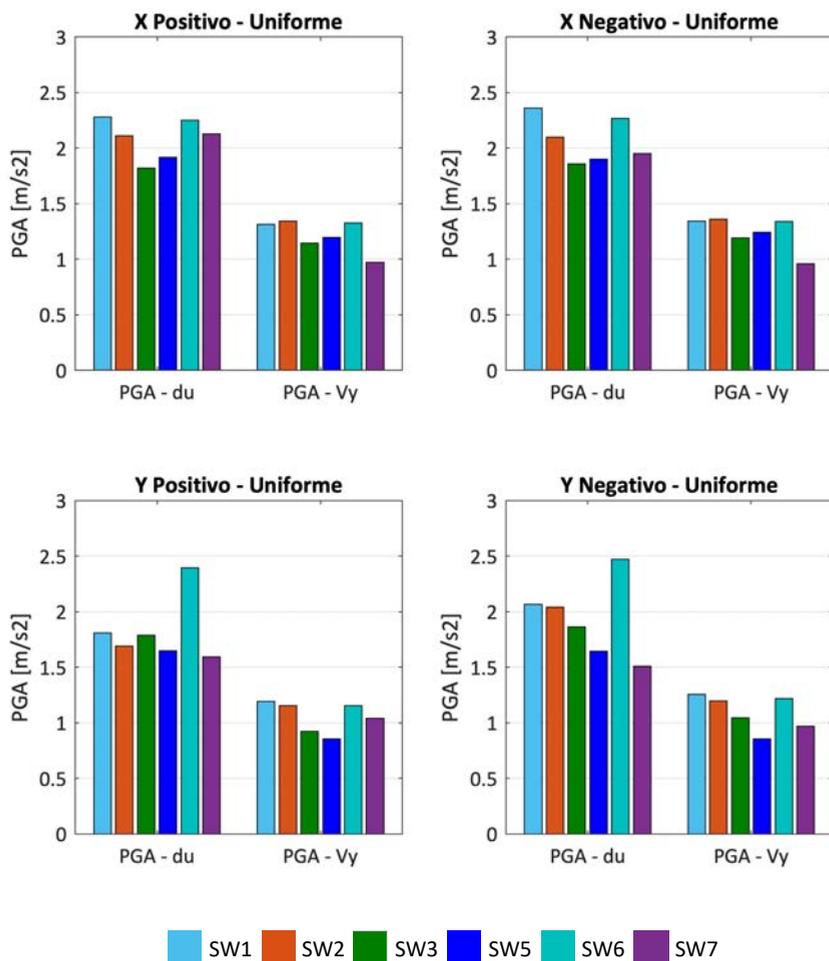


Figura 106 – Valori di PGA ottenuti per le due condizioni esaminate per i modelli a telaio equivalente (Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

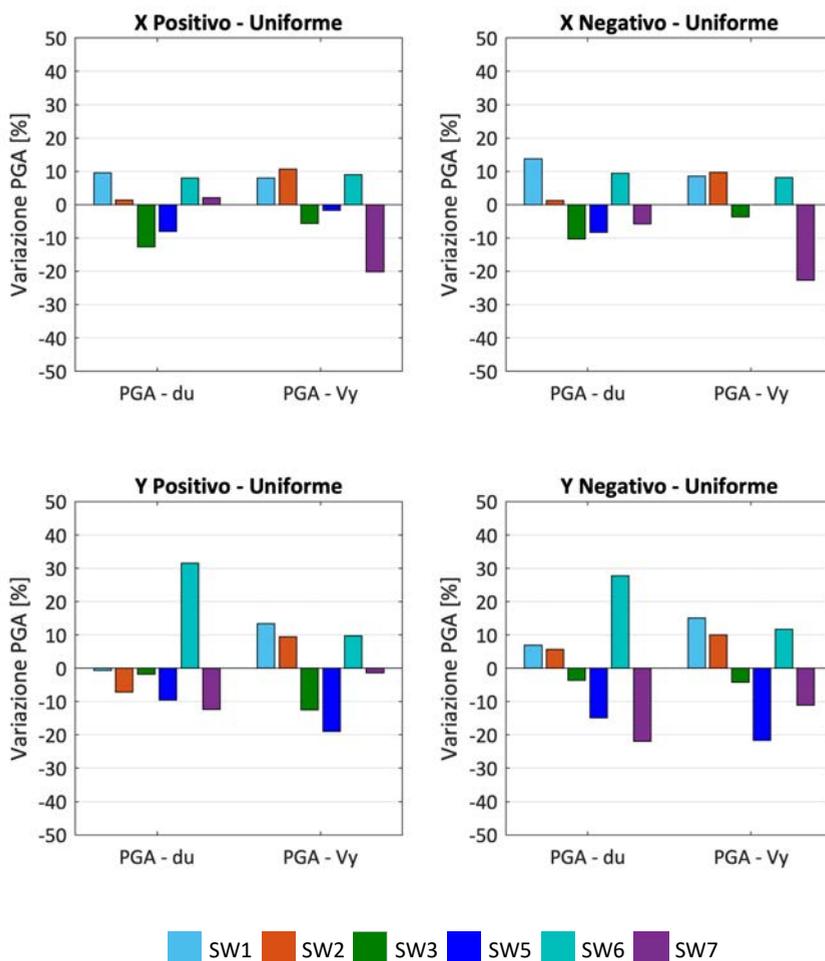


Figura 107 – Scarti delle PGA ottenuti per i modelli a telaio equivalente (Gruppo 1) (figura riadattata da Ottonelli et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>)

La **Figura 108** e la **Figura 109** riportano infine i valori di PGA e di variazione percentuale ottenuti dai *software* che operano nell'ambito dei modelli del Gruppo 2; si ricorda che la variazione percentuale è valutata rispetto al valore di riferimento ottenuto dai programmi che operano nell'ambito dell'approccio *a telaio equivalente* (Gruppo 1) a titolo convenzionale e puramente comparativo.

Si osserva che le variazioni percentuali variano:

- nel caso della PGA-Vy: fino ad un massimo del 48% ed in media (*ossia considerando le quattro analisi considerate*) intorno al 10%.

- nel caso del della PGA- d_u : fino ad un massimo del 30% ed in media (ossia considerando le quattro analisi considerate) intorno al 11%.

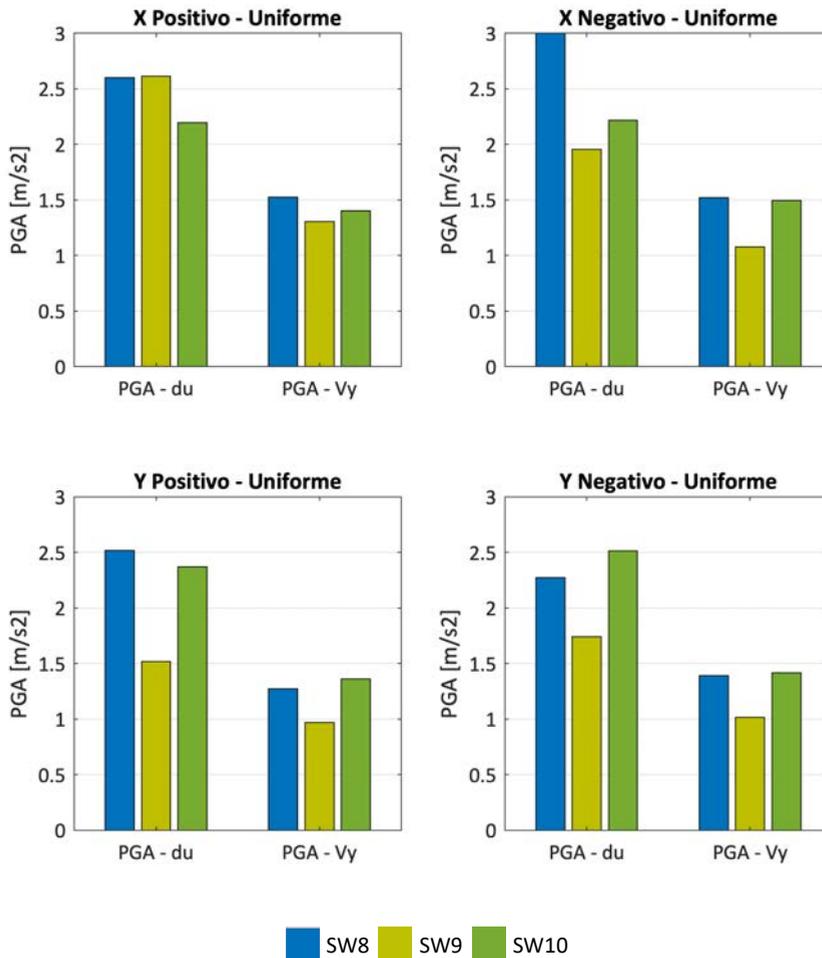


Figura 108 – Valori di PGA ottenuti per le due condizioni esaminate per i modelli Discreti Piani e FEM. (figura riadattata da Castellazzi et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01147-4>)

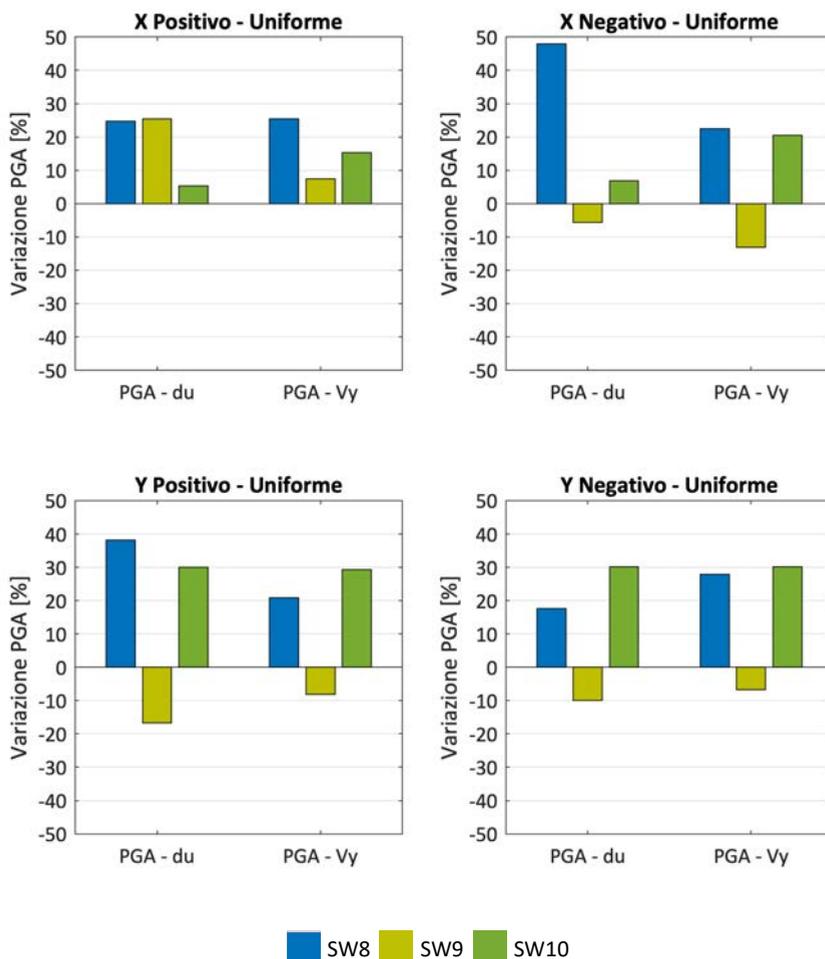


Figura 109 – Scarti delle PGA ottenuti per i modelli Discreti Piani e FEM. (figura riadattata da Castellazzi et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01147-4>)

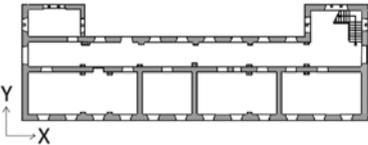
5.8 Struttura benchmark n° 6 – Edificio complesso

Nel seguito sono illustrati i risultati delle analisi svolte sulla struttura benchmark n° 6 (edificio complesso). La struttura è stata analizzata per il solo Caso C (fasce accoppiate a cordoli in calcestruzzo armato), come descritto al §2; per i dati di input si rimanda alla corrispondente scheda di [Allegato I](#).

Il caso C è quello più coerente con la configurazione reale dell'edificio cui la struttura benchmark n°6 si ispira. In particolare, poiché da indagini svolte *in situ* nell'edificio reale il cordolo è stato rilevato a tutto spessore, è stata adottata come ipotesi più plausibile di

modellazione quella in cui le fasce murarie di piano sono spezzate alla quota del cordolo in elementi sotto- e soprafinestra.

Tabella 32 – Sintesi delle varianti analizzate nel caso della struttura benchmark n° 6 – edificio complesso.

Struttura benchmark	Varianti analizzate	Finalità
<p style="text-align: center;">Edificio complesso</p>  <p style="text-align: center;"><i>si veda la Scheda benchmark 6</i></p>	<p>Caso C) fasce accoppiate ad elementi resistenti a trazione costituiti da cordoli in c.a.</p>	<p>Analisi della risposta 3D di una struttura ispirata alla geometria di un edificio reale</p> <p>Considerazioni circa l'affidabilità dei modelli in campo elastico, grazie alla disponibilità di dati di identificazione dinamica messi a disposizione dall'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS) del Dipartimento di Protezione Civile (DPC)</p>

I confronti illustrati nel seguito sono stati ottenuti impiegando **quattro** software, che operano tutti nell'ambito della modellazione per *elementi strutturali* (mediante approccio a telaio equivalente) (software SW1, SW2, SW6 e SW7 del **Gruppo 1**).

L'analisi della struttura benchmark n° 6 consente di analizzare un secondo caso studio complesso rappresentativo di un edificio reale in muratura, caratterizzato da una configurazione architettonica diversa da quella della struttura benchmark n° 5; inoltre la disponibilità di dati di identificazione dinamica messi a disposizione dall'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS) del Dipartimento di Protezione Civile (DPC) permette di inserire considerazioni circa l'affidabilità dei modelli in campo elastico. L'elenco delle grandezze analizzate nei paragrafi seguenti per il confronto dei risultati ottenuti dai diversi software è analogo a quello già presentato nel caso della struttura benchmark n°5, cui si aggiunge il confronto tra i parametri rappresentativi della risposta dinamica delle strutture (periodi e forme modali) con quelli target ottenuti dall'identificazione dinamica in termini di errori percentuali e indice di MAC (*Modal Assurance Criterion*) (Allemange and Brown, 1982). L'indice di MAC consente di fornire un confronto sintetico tra le forme modali sperimentali e quelle simulate; l'indice – per ogni forma modale - restituisce valori compresi tra 0 e 1 (in cui il valore unitario corrisponde all'esito in cui la forma simulata corrisponde esattamente a quella sperimentale).

5.8.1 Confronto delle masse totali

La **Tabella 33** elenca i diversi contributi, computati manualmente, che concorrono alla definizione della massa totale. Come discusso in precedenza, è utile distinguere i diversi termini (associati ai carichi gravitazionali trasmessi dai solai, quelli delle pareti portanti verticali, quelli dei cordoli, etc) in modo tale da potere più facilmente individuare discrepanze tra il valore di riferimento calcolato manualmente e la stima ottenuta dal *software*. Nella Tabella la voce “muratura sottotetto” si riferisce al contributo offerto dalle porzioni di muratura afferenti al piano di sottotetto su cui poggiano gli elementi di copertura; si richiama – come precisato nella scheda della struttura benchmark n°6 riportata nell’**Allegato I** – che infatti la copertura non è stata esplicitamente modellata ma viceversa è stata inclusa nel modello di calcolo come massa equivalente. Il calcolo manuale della massa è stato eseguito considerando anche il peso delle fasce al piano terra (non modellate in tutti i SW) e la compenetrazione dei cordoli. Il valore della massa ottenuto eliminando il peso delle fasce al piano terra (considerando nuovamente la compenetrazione dei cordoli) è invece pari a 2071284 kg.

Tabella 33 – Contributi alla massa totale derivante dai calcoli manuali per la struttura benchmark n°6

	Caso C
Muratura [kg]	1284524
Solai di piano e di copertura [kg]	501929
Muratura sottotetto [kg]	167913
Cordoli [kg]	141476
Trave scala [kg]	1254
Balconi	7584
TOTALE [kg]	2104679

La **Tabella 34** riporta la stima della massa totale ottenuta dai diversi software (i dati sono illustrati graficamente in **Figura 110**).

Tabella 34 –Masse totali [kg] stimate dai diversi software e valore di riferimento ottenuto dal calcolo manuale per il caso C – struttura benchmark n°6

	Caso C	
	M [kg]	Differenza % (sulla stima manuale)
SW1	2103773	-0.04%
SW2	2073160	-1.50%
SW6	1999902	-4.98%
SW7	2032187	-3.44%
Calcolo manuale	2104679	-

La **Figura 111** illustra la variazione percentuale rispetto al valore di riferimento ottenuto dal calcolo manuale. Si osserva come in tutti i casi si abbiano valori inferiori al 5%, confermando anche in questo caso un'ottima corrispondenza tra le previsioni dei diversi software.

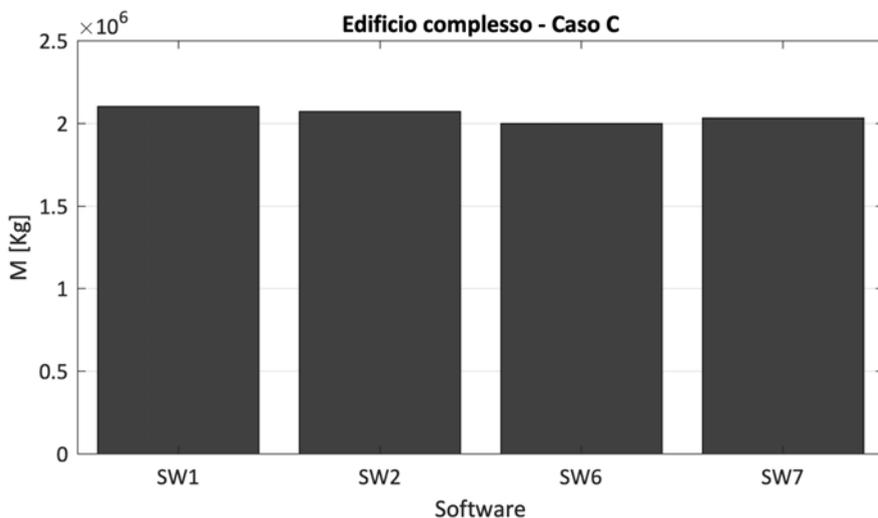


Figura 110 – Masse valutate con i diversi software.

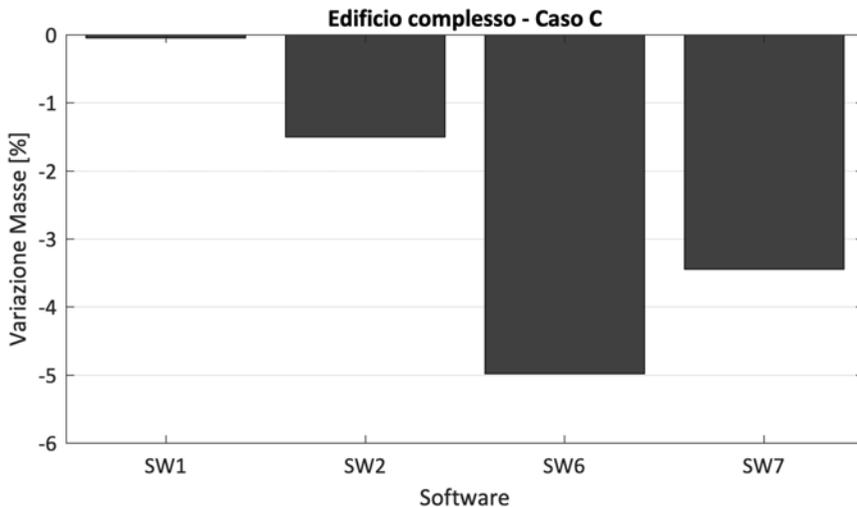


Figura 111 – Variazione percentuale delle masse valutate da ciascun software rispetto al valore di riferimento ottenuto dalla stima manuale.

5.8.2 Confronto dei parametri dinamici stimati dall'analisi modale

Nel seguito è presentato il confronto dei parametri dinamici stimati mediante i diversi programmi di calcolo attraverso l'esecuzione dell'analisi modale. In particolare, sono confrontati:

- i periodi dei primi tre modi;
- le corrispondenti masse partecipanti;
- le corrispondenti forme modali.

Il confronto è stato operato "a parità di modo di vibrazione", avendo preventivamente selezionato, fra quelli ottenuti da ciascun *software*, i modi coerenti, sulla base del confronto delle masse partecipanti calcolate. Per tutti i *software* sono stati considerati i risultati relativi ai primi 10 modi di vibrazione. Si è quindi verificato che, per tutti i programmi, i modi significativi ai fini del confronto (caratterizzati dalle masse partecipanti più elevate) rientrassero fra i primi tre. Questa assunzione è giustificata dalla considerazione del fatto che la struttura reale esaminata è caratterizzata da solai molto rigidi, capaci quindi di accoppiare in modo significativo le pareti.

Considerazioni sui valori delle masse partecipanti attivate nelle due direzioni principali dai tre modi selezionati hanno inoltre permesso di qualificare la tipologia (se prevalente flessionale o torsionale) di ciascuno. Le analisi modali svolte evidenziano, per tutti i software, due modi di vibrazione prevalentemente di tipo traslazionale (identificati dai pedici "Y" e "X", rispettivamente) e un modo di vibrazione di tipo torsionale (identificato dal pedice "X-Y" caratterizzato da basse percentuali di massa partecipante attivata sia lungo X che lungo Y). La direzione dei due assi principali X e Y è indicata nella pianta di **Tabella 32**. Si precisa che l'analisi modale sui modelli *a telaio equivalente* è stata svolta tenendo conto convenzionalmente della fessurazione delle sezioni, in particolare dimezzando i contributi di rigidezza a flessione e a taglio degli elementi in analogia a quanto poi assunto nell'ambito delle analisi statiche non-lineari.

La **Tabella 35** sintetizza i valori delle masse partecipanti associate ai primi tre modi stimati da ciascun software; come precedentemente introdotto, è l'esame di tali dati che ha consentito di definire la corrispondenza con i modi "X", "Y" e "X-Y" suddetti, poi usati nei grafici successivi per il confronto.

La **Tabella 36** illustra il valore di riferimento ottenuto per ciascuno dei tre modi considerati, valutati come media delle stime ottenute dai *software*.

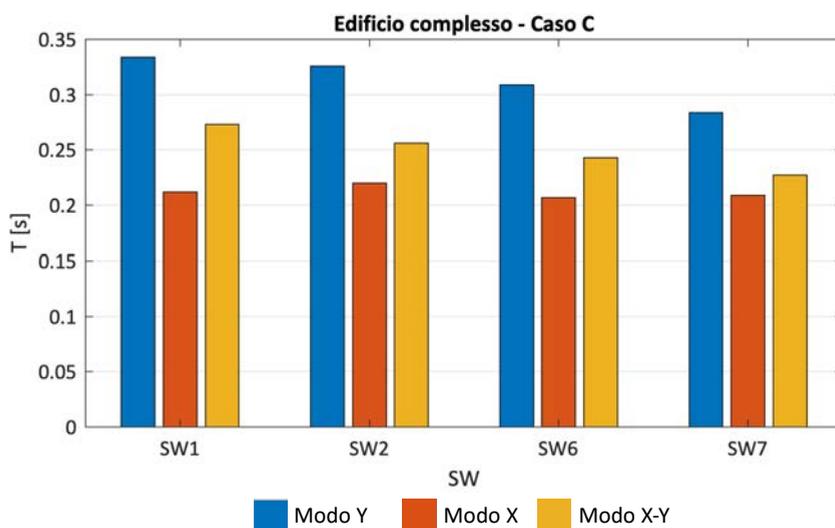
La **Figura 112** illustra il confronto dei periodi associati ai tre modi calcolati dai diversi software.

Tabella 35 – Confronto tra le masse partecipanti associate ai primi tre modi ottenute dai diversi software per la struttura benchmark n°6

SW	Primo modo		Secondo modo		Terzo modo	
	Mx [%]	My [%]	Mx [%]	My [%]	Mx [%]	My [%]
SW1	0%	86%	0%	2%	89%	0%
SW2	0%	86%	0%	0%	90%	0%
SW6	0%	87%	0%	0%	89%	0%
SW7	0%	83%	0%	1%	87%	0%

Tabella 36 – Valori di riferimento dei primi tre modi considerati ai fini dei confronti per la struttura benchmark n°6

Modi	
T_Y [s]	0.313
T_X [s]	0.212
T_{X-Y} [s]	0.250

**Figura 112** – Valori dei periodi ottenuti per i primi tre modi - struttura benchmark n°6

La **Figura 113** illustra la variazione percentuale dei periodi calcolati dai diversi *software* rispetto al valore di riferimento di **Tabella 36**, ottenuto come media delle stime numeriche dei software impiegati. Si osservano differenze generalmente inferiori al 10% (per i modi Y e X-Y) ed inferiori al 4% (per il modo in X).

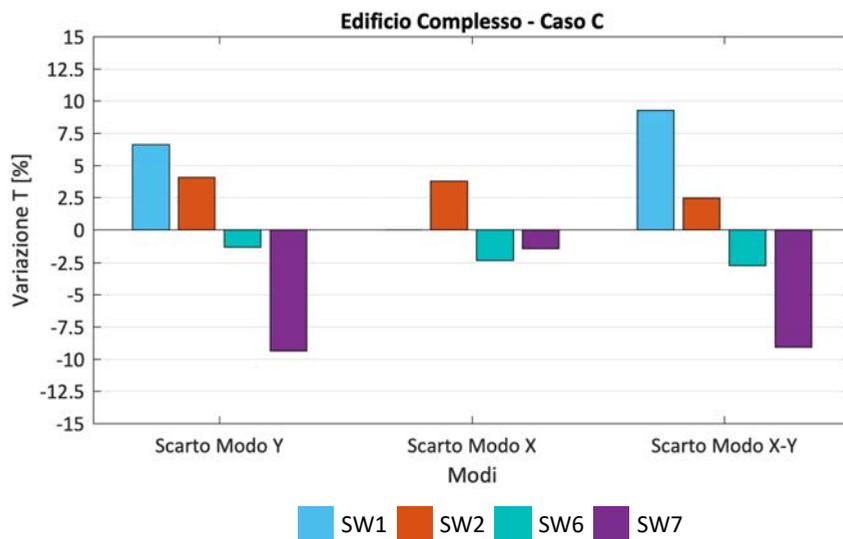


Figura 113 – Variazione percentuale rispetto al valore di riferimento dei modi in Y, X e X-Y per la struttura benchmark n°6 (figura parzialmente adattata da Degli Abbatì et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>)

Dalle analisi modali svolte sono stati ricavati anche i dati relativi alle componenti degli autovettori per alcuni punti della struttura, opportunamente individuati in pianta ai diversi livelli, al fine di ricostruire, anche se in modo semplificato, le forme modali. Non si rilevano differenze significative in termini delle forme modali, come si può osservare dalle seguenti figure.

Ai fini di una preliminare verifica dell'affidabilità dei modelli in campo elastico, i periodi e le forme modali computate dai diversi SW sono stati confrontati con i dati ottenuti dall'identificazione dinamica messi a disposizione dall'OSS del DPC. I valori dell'identificazione dinamica si riferiscono alla fase di installazione del sistema di monitoraggio prima che la struttura subisse danni rilevanti a seguito di eventi sismici. Le figure seguenti mostrano il confronto in termini di errore percentuale dei periodi calcolato rispetto al target sperimentale (valori identificati riportati in **Tabella 37**) e il confronto tra forme modali numeriche e sperimentali sotto forma di indice di MAC. Al fine di garantire un confronto più consistente, i valori numerici dei periodi calcolati dai diversi software fanno riferimento a condizioni non fessurate della muratura, più rappresentativi della struttura non danneggiata.

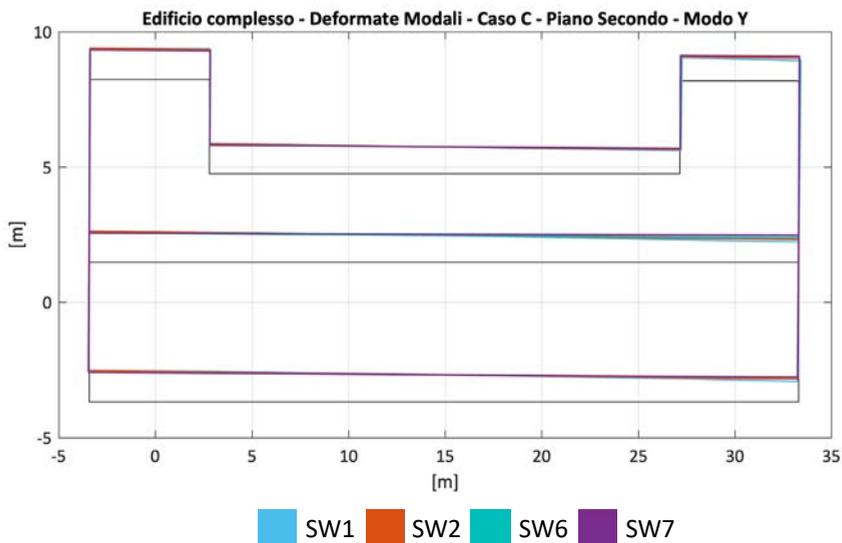


Figura 114 – Forme modali e configurazione indeformata per il piano secondo - Modo Y (figura parzialmente adattata da Degli Abbati et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>)

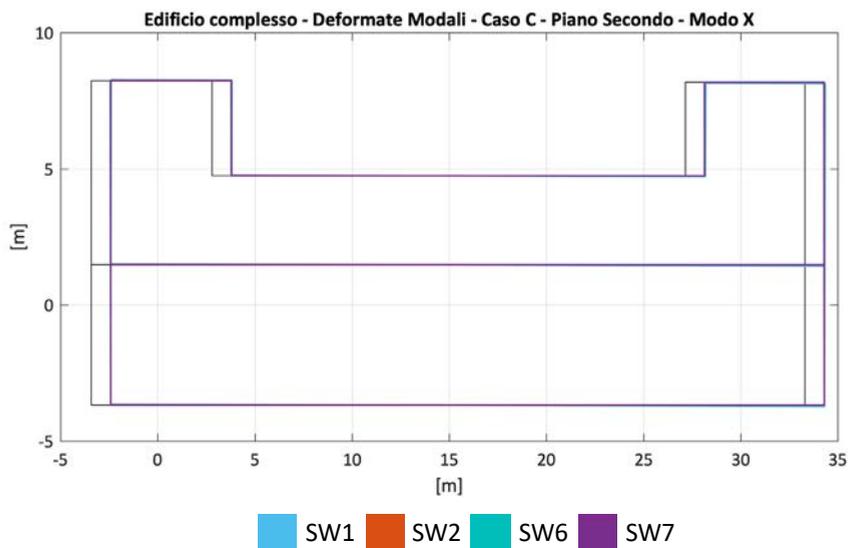


Figura 115 – Forme modali e configurazione indeformata per il piano secondo - Modo X (figura parzialmente adattata da Degli Abbati et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>)

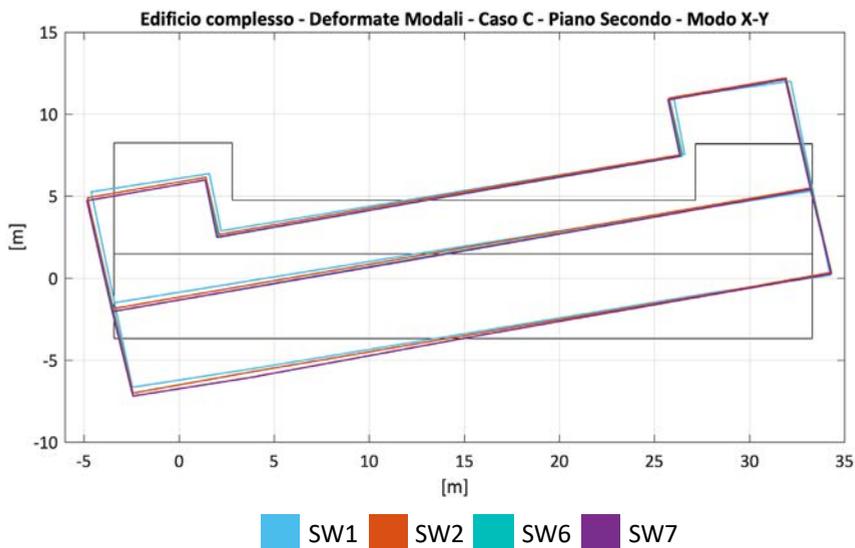


Figura 116 – Forme modali e configurazione indeformata per il piano secondo - Modo Y-X (figura parzialmente adattata da Degli Abbati et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>)

Tabella 37 – Periodi resi disponibili dall’OSS a seguito dell’identificazione dinamica operata a valle dell’installazione del sistema di monitoraggio. I dati si riferiscono ai primi tre modi

Modi	
T_Y [s]	0.216
T_X [s]	0.155
T_{X-Y} [s]	0.172

La **Figura 117** mostra scarti percentuali contenuti dei periodi stimati dai software rispetto ai periodi identificati dall’OSS, in particolare dell’ordine del 5% per quanto riguarda il primo modo in X e minori del 15% per il primo modo in Y e per il modo torsionale XY.

Inoltre, da **Figura 118**, si osservano matrici dei MAC diagonali e con valori superiori a 0.9 sui primi tre modi. Tali risultati appaiono decisamente soddisfacenti, dal momento che i modelli non sono stati calibrati al fine di ottimizzare il fitting con il target sperimentale.

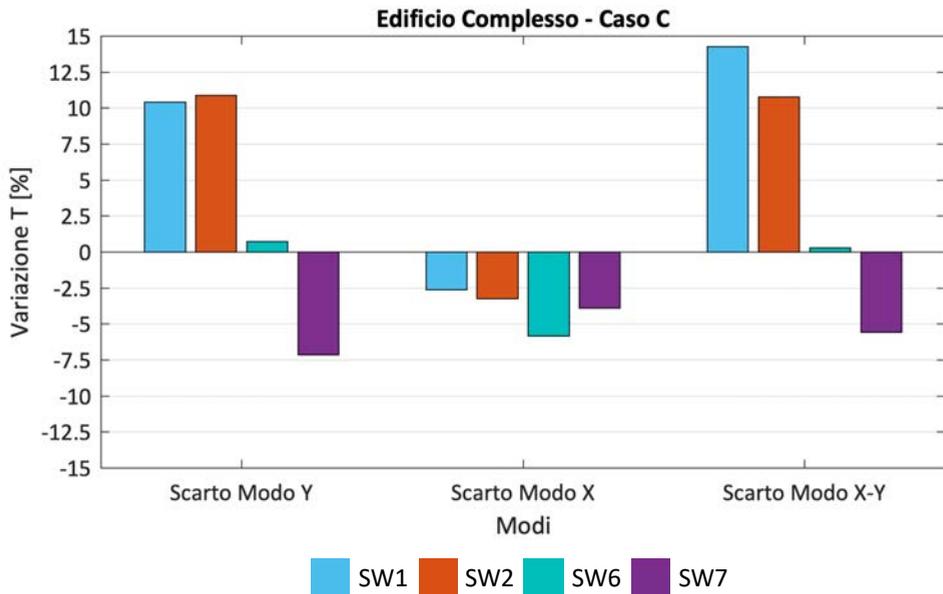


Figura 117 – Variazione percentuale rispetto al target sperimentale dei modi in Y, X e X-Y per la struttura benchmark n°6 (caso C – stime periodi da modelli numerici con rigidzze non fessurate) (figura parzialmente adattata da Degli Abbati et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>)

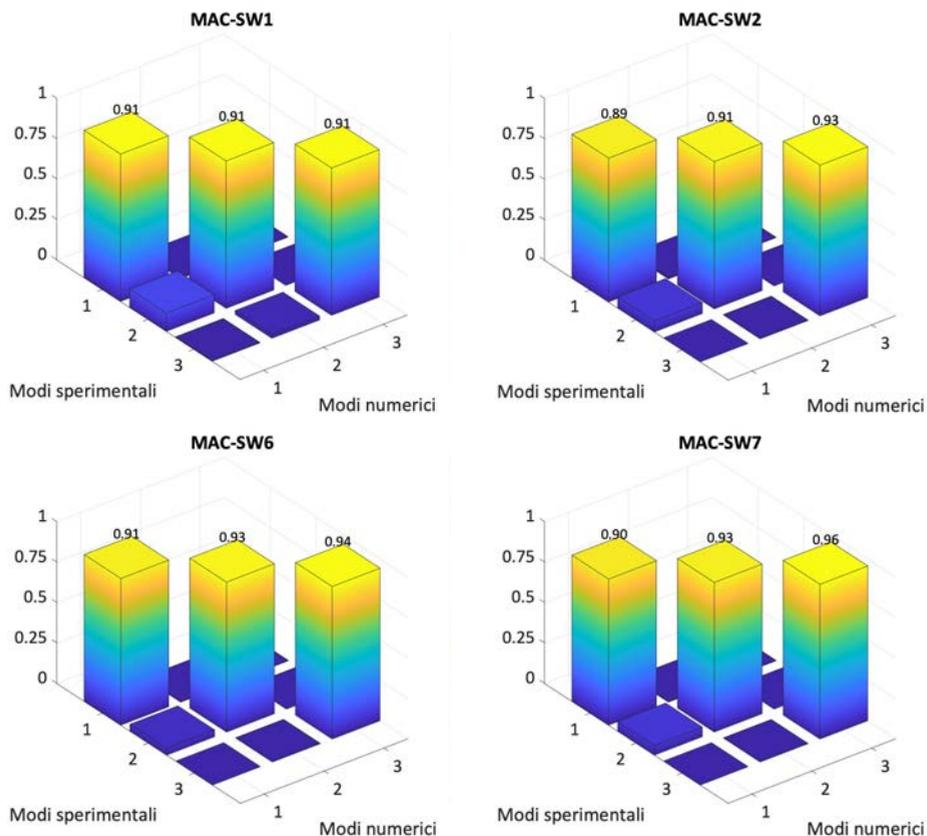


Figura 118 – Confronto tra forme modali numeriche e sperimentali espresso in termini di MAC (figura parzialmente adattata da Degli Abbati et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>)

5.8.3 Confronto delle curve *pushover* globali

Le analisi statiche nonlineari sono state condotte nelle direzioni principali X e Y, senza tener conto dell'effetto dell'eccentricità accidentale aggiuntiva, considerando sia verso positivo che negativo dell'azione sismica e applicando una distribuzione di forze laterali proporzionale alla distribuzione delle masse ("uniforme"). Sono stata quindi complessivamente considerate quattro differenti analisi, le cui curve *pushover* globali sono illustrate in **Figura 119**, da cui si evincono le seguenti considerazioni:

- in direzione X, le curve presentano un buon accordo in termini di rigidità e resistenza, eccetto nel caso del SW1 la cui curva è associata a valori di taglio massimo più elevati. Le ragioni di tale differenze sono investigate nel seguito del seguente paragrafo. Inoltre, in direzione positiva, si osserva una maggiore

dispersione della capacità di spostamento ultima. Per approfondire tale aspetto sono stati estratti i valori della curva pushover anche per passi dell'analisi successivi al raggiungimento della condizione pari al decadimento del taglio massimo del 20% (condizione assunta dall'algoritmo dei software per interrompere l'analisi). La **Figura 120** riporta per i software SW1 e SW2 l'esito di tale approfondimento dal quale risulta evidente che a valle del raggiungimento di tale condizione, il taglio di base rimane stabile intorno a quella soglia fino a spostamenti pari all'incirca a 40 mm, dopo il quale si verifica un più deciso degrado del taglio residuo. Tale valore di spostamento è compatibile con quello ultimo stimato dal SW6.

- in direzione Y, si osserva un buon accordo tra i risultati ottenuti dai diversi SW in termini di rigidezza e resistenza. Una maggiore dispersione si rileva in termini di spostamento ultimo, e per la direzione positiva, come per la direzione X. In particolare, la risposta numerica ottenuta da SW7 risulta caratterizzata da valori di spostamento ultimo molto maggiori rispetto a quelli ottenuti dalle altre UR.

Al fine di investigare le ragioni delle differenze più marcate ottenute in termini di resistenza in direzione X dal SW1, sono stati eseguiti approfondimenti puntuali. Con tale finalità, si è operato un confronto con il SW2 in termini di: i) taglio sopportato dalle pareti ordite in direzione X; ii) variazione dello sforzo normale al progredire dell'analisi su singoli maschi. Tali confronti sono riportati nel seguito, per la sola direzione positiva di analisi, essendo quest'ultima quella caratterizzata dalle differenze più marcate (**Figura 119**).

La **Figura 123** mostra, per i SW1 e SW2, i tagli delle tre pareti identificate in **Figura 121**, da cui si osserva come le maggiori differenze siano concentrate principalmente nella parete P9. Per questo motivo, si è provveduto ad operare il confronto della variazione dello sforzo normale per alcuni maschi di tale parete; tale confronto è illustrato in **Figura 124**. Da tale figura emerge come la variazione di sforzo normale mostri una buona corrispondenza tra i due SW in molti casi (ad esempio, nei maschi M207 e M208), sia in termini di valore iniziale sia in termini di tendenza ottenuta durante l'analisi; le differenze più marcate risultano concentrate in maschi localizzati in corrispondenza di porzioni della parete caratterizzate da una certa irregolarità nella disposizione delle aperture. Tali disallineamenti tra aperture possono portare a diverse soluzioni di accoppiamento dei maschi M213 e M214 (**Figura 122**), gestite di default dai vari SW per mezzo di accorgimenti diversi, come l'inserimento di travi di diversa rigidezza o mediante elementi rigidi. Di conseguenza, si è agito convenzionalmente al fine di rendere più coerenti le soluzioni adottate dai SW.

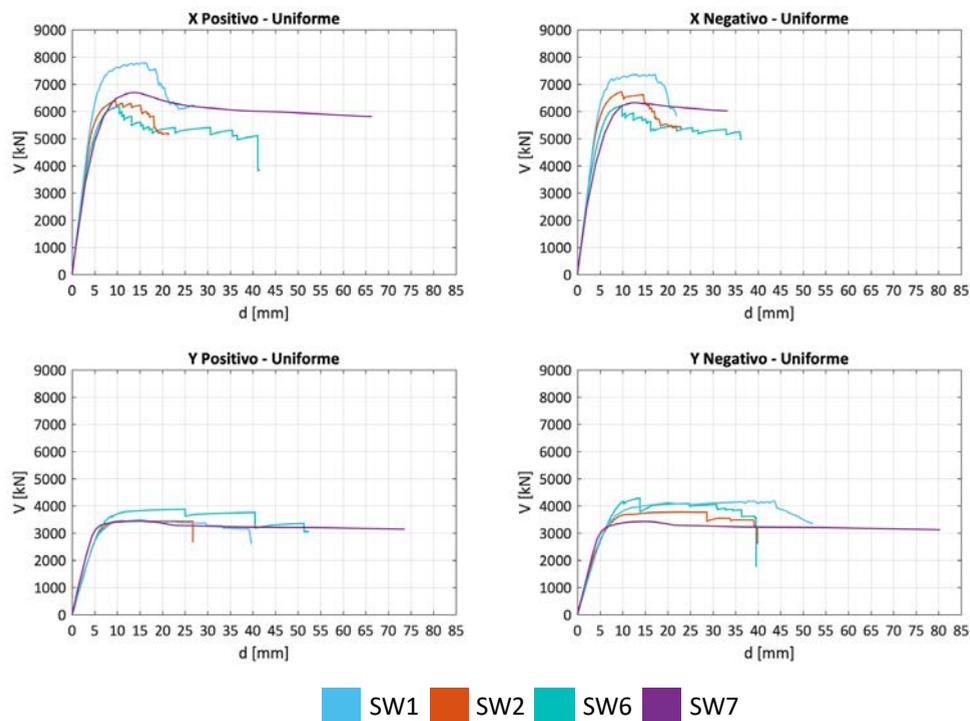


Figura 119 – Confronto delle *pushover* globali ottenute per le quattro analisi nel caso C della struttura benchmark n°6 (figura parzialmente adattata da Degli Abbati et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>)

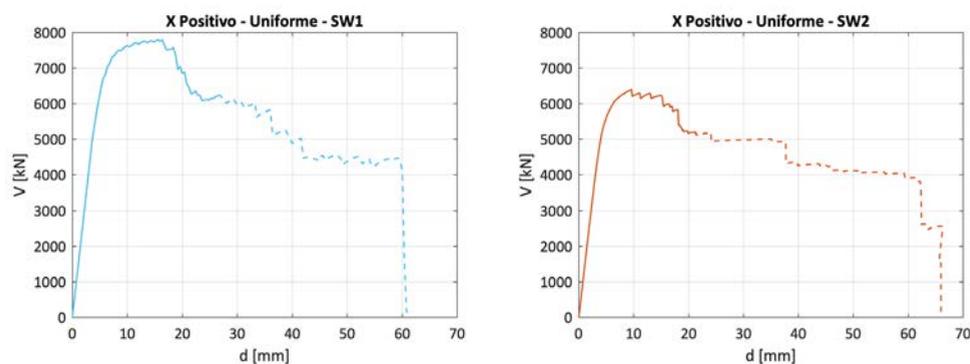


Figura 120 – Approfondimento delle curve *pushover* ottenute con i software SW1 e SW2 incrementando la soglia di decadimento del taglio di base (analisi in direzione +X)

La **Figura 125** mostra i risultati di tali approfondimenti, una volta resi i due SW del tutto confrontabili (le curve aggiornate sono quelle riportate con linea tratteggiata). Come si evince da **Figura 125**, tale operazione permette di migliorare la corrispondenza tra i due SW sia in termini di variazione di sforzo normale al progredire dell'analisi, sia in termini di curve pushover e permette di ottenere per il SW1 (in particolare in quest'ultimo caso) valori di resistenza più confrontabili con quelli del SW2.

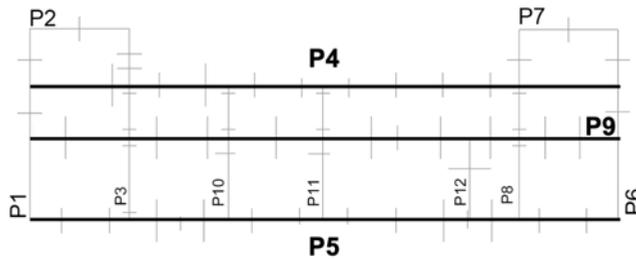


Figura 121 – Identificazione in pianta delle pareti di **Figura 123**

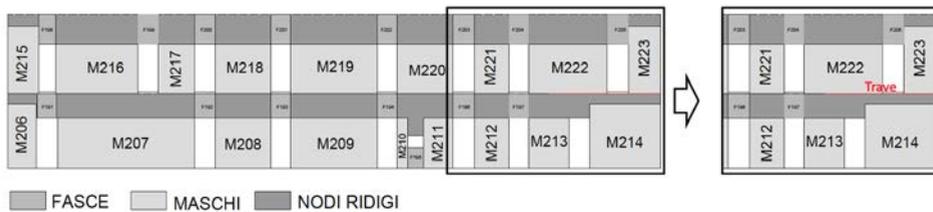


Figura 122 – Mesh della parete P9 (identificata in pianta di **Figura 121**) in cui è presentata la soluzione adottata di default dal SW1

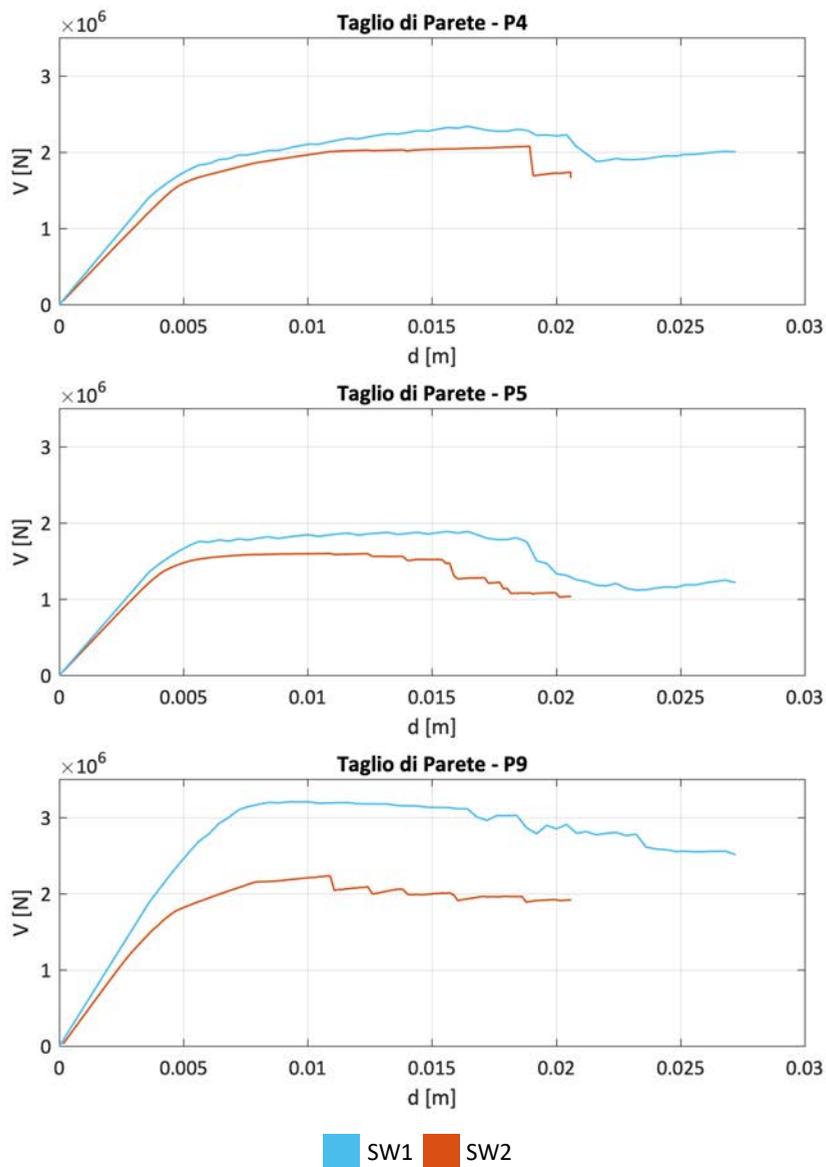


Figura 123 – Confronto delle *pushover* di parete (P4, P5 e P9 come identificate in pianta di **Figura 121**) ottenute nel caso C della struttura benchmark n°6 per la direzione +X

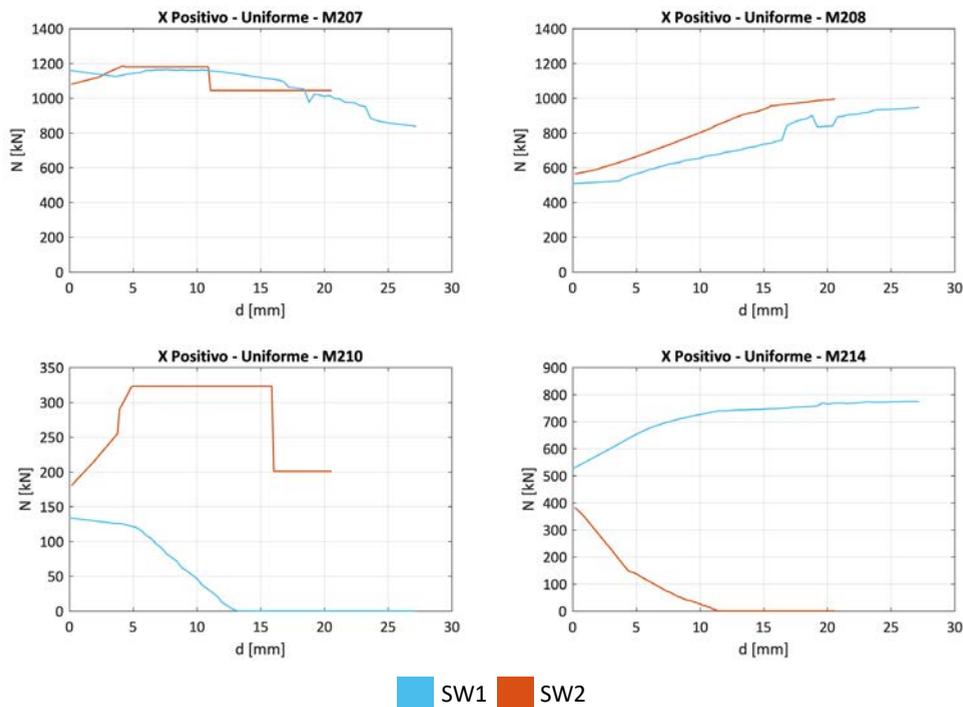


Figura 124 – Confronto della variazione dello sforzo normale in alcuni maschi della parete P9 (identificate in pianta di **Figura 121**) ottenuto nel caso C della struttura benchmark n°6 per la direzione +X

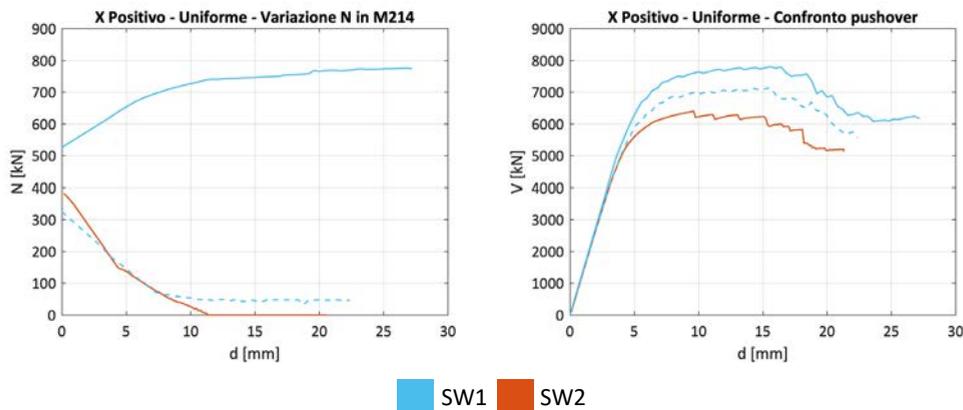


Figura 125 – Variazione sforzo normale nel maschio M214 (a sinistra) e curve pushover (a destra): confronto tra SW2 e SW1, rispettivamente nella configurazione di default definita dal software (curva continua) e dopo aver reso del tutto confrontabili le due soluzioni (curva tratteggiata).

Gli approfondimenti svolti in direzione X appena descritti evidenziano inoltre il ruolo cruciale del progettista nella definizione del processo di idealizzazione di ciascuna parete in telaio equivalente, particolarmente complesso in caso di pareti caratterizzate da una certa irregolarità.

Nel seguito, i risultati sono riportati usando le soluzioni di default adottate dai vari SW. Gli approfondimenti appena descritti evidenziano l'importanza di una piena comprensione da parte dell'analista delle soluzioni di default utilizzate dal software e delle possibili alternative a sua disposizione, in fase di definizione del modello numerico, al fine di ottimizzare l'idealizzazione di ciascuna parete in un modello a telaio equivalente, operazione particolarmente complessa e non banale nel caso di pareti caratterizzate da una certa irregolarità nella disposizione delle aperture. Poiché in letteratura non sono disponibili regole standardizzate e condivise univocamente a livello scientifico per gestire tali casistiche, nei casi più complessi di irregolarità appare utile effettuare delle analisi di sensibilità a diverse opzioni per quantificare le possibili ricadute sulla soluzione ottenibile. Si precisa che i risultati di seguito riportati sono riferiti ai modelli definiti adottando le soluzioni di default dei diversi software.

5.8.4 Variazione percentuale delle grandezze che definiscono la curva bilineare equivalente

In **Tabella 38** sono riportati i valori medi adottati convenzionalmente a riferimento per il confronto delle tre grandezze che definiscono le curve bilineari equivalenti, analogamente a quanto già presentato per le altre strutture benchmark.

Tabella 38 – Valori medi di riferimento delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente: caso C della struttura benchmark n°6

Analisi	Caso C		
	V_y [kN]	K [kN/mm]	d_u [mm]
X+ U	6207	1181	39
X- U	6201	1198	28
Y+ U	3406	584	48
Y- U	3707	569	53

Le seguenti figure illustrano le variazioni percentuali ottenute per ciascun *software*.

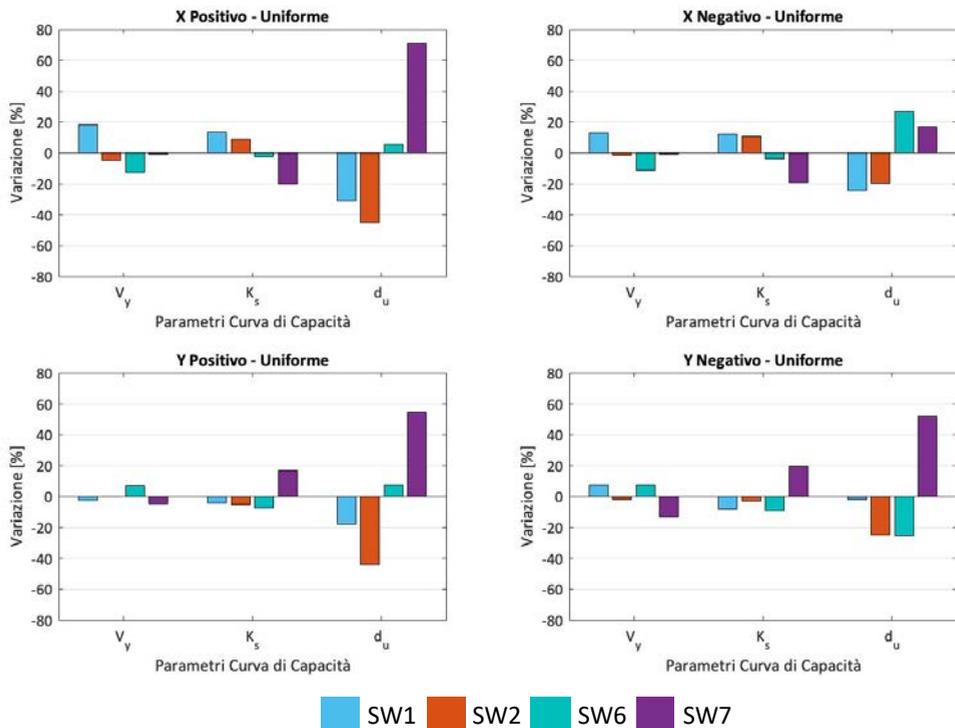


Figura 126 – Variazioni percentuali delle tre grandezze che definiscono le bilineari equivalenti - caso C della struttura benchmark n°6 (figura parzialmente adattata da Degli Abbati et al. 2022 - <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>)

Si osserva che:

- rigidezza (K): la variazione percentuale rispetto al valore di riferimento è contenuta fino ad un massimo del 20%
- taglio di base (V_y): la variazione percentuale è contenuta fino ad un massimo del 18%
- spostamento ultimo (d_u): la variazione percentuale arriva ad un massimo del 71%.

Considerando i risultati ottenuti dai modelli *a telaio equivalente*, rispetto alle considerazioni già emerse dai risultati delle strutture benchmark n°3, n°4 e n°5, si osserva come si confermi una maggiore variazione, tra le previsioni offerte dai diversi modelli, dello spostamento ultimo (rispetto al taglio di base e alla rigidezza), imputabile alla minore standardizzazione nei *software* del criterio di calcolo del drift ma anche al ruolo che i criteri di convergenza impliciti nella risoluzione di problemi nonlineari può avere (si

richiama al riguardo l'approfondimento prima menzionato riguardo all'evoluzione della pushover oltre il punto in cui si realizza il decadimento rigoroso del 20%).

5.8.5 Confronto della modalità di rottura predetta dai software

I risultati illustrati nel seguito, relativi al solo passo di analisi corrispondente al raggiungimento dello spostamento ultimo, fanno riferimento alla rielaborazione del danno ottenuto dalle analisi statiche nonlineari svolte con i diversi *software* considerando la distribuzione di tipo uniforme, secondo le direzione X (**Figura 128** e **Figura 129**) e Y (**Figura 130**), e verso positivo delle forze. A differenza delle strutture benchmark n°4 e n°5, le rappresentazioni grafiche sono riportate nel seguito a livello di parete. La legenda del danno è richiamata in **Figura 127**, mentre le pareti di cui si riporta il danneggiamento sono identificate in **Figura 121**. In particolare, in **Figura 130** è riportato il confronto tra il quadro di danneggiamento emerso a seguito del terremoto che ha interessato la struttura per l'evento del 206/2017 e quello predetto dai SW in direzione Y (che emersa essere la direzione più vulnerabile). Convenzionalmente, si è fatto riferimento al quadro del danno predetto numericamente in corrispondenza dello spostamento ultimo, anche se la struttura ha subito un danneggiamento moderato e mediamente corrispondente ad un livello di danno DL2.



Legenda: E: elastico; F-p: presso-flessione plastico; F-c: presso-flessione rottura; DC-p: taglio plastico; DC-c: taglio rottura; T: trazione; C-c: compressione rottura

Figura 127 – Legenda associata al quadro del danno.

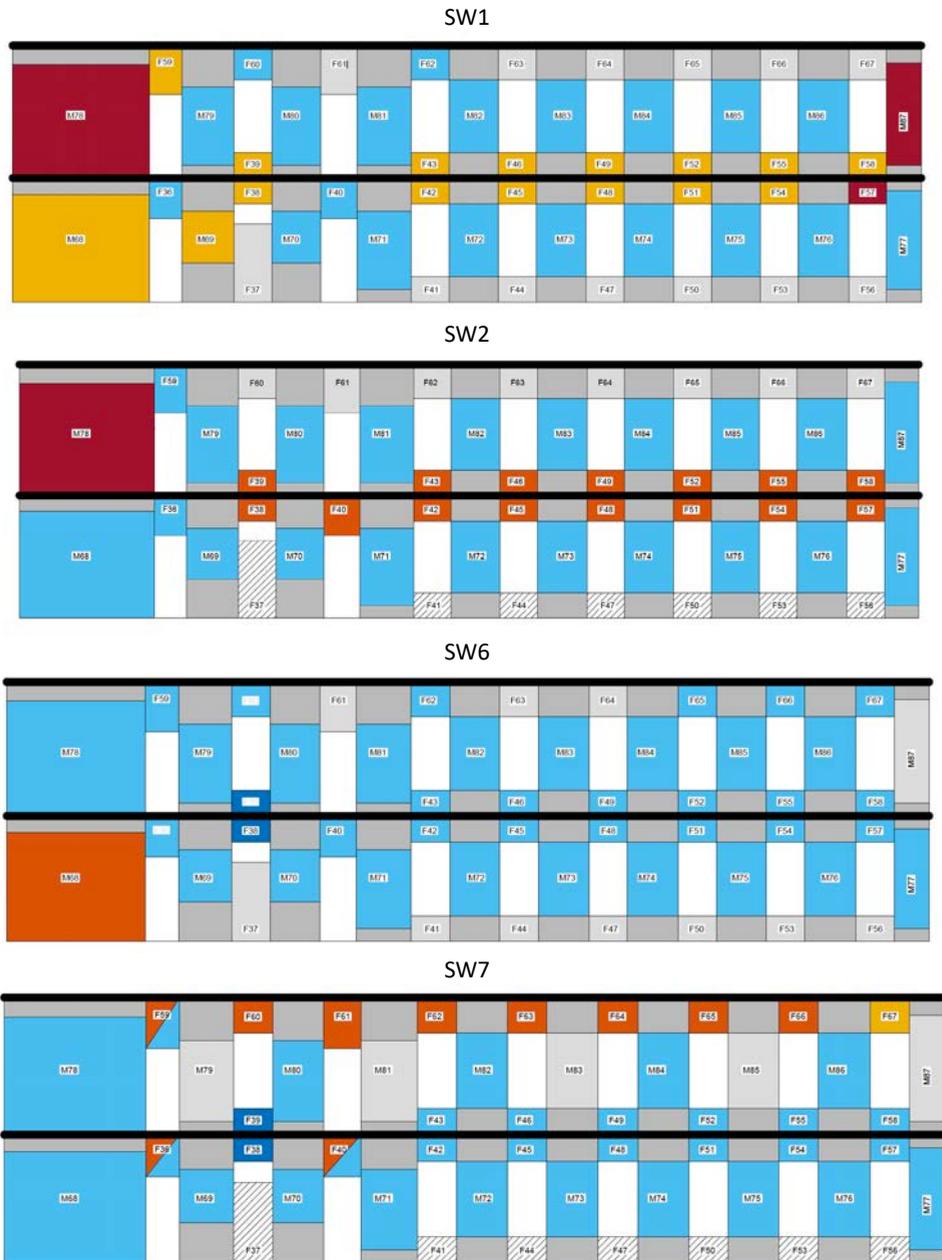


Figura 128 – Confronto tra il quadro del danno della parete P4 in corrispondenza dello spostamento ultimo – caso C della struttura benchmark n°6, analisi in direzione +X.

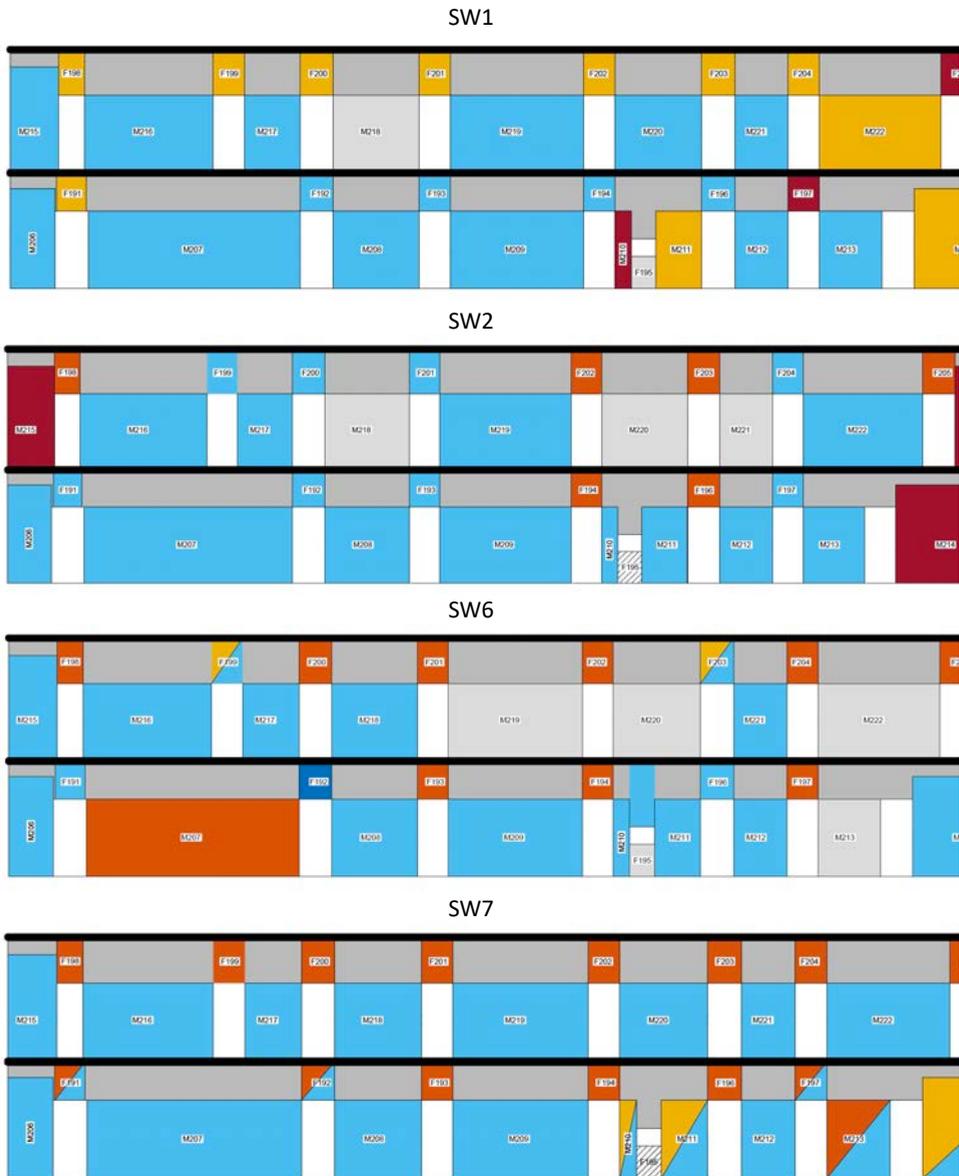


Figura 129 – Confronto tra il quadro del danno della parete P9 in corrispondenza dello spostamento ultimo – caso C della struttura benchmark n°6, analisi in direzione +X.



Figura 130 – Confronto tra il quadro del danno della parete P1 in corrispondenza dello spostamento ultimo simulato dai diversi SW– caso C della struttura benchmark n°6, analisi in direzione +Y- e danno realmente occorso.

In generale, dai risultati si osserva un buon accordo tra le previsioni offerte dai diversi programmi di calcolo (**Figura 128**, **Figura 129** e **Figura 130**). La **Figura 130** consente di effettuare alcune considerazioni rispetto alla risposta reale dell'edificio. La previsione numerica di plasticizzazione a pressoflessione dei maschi M11, M12 e M13 è compatibile

con le lesioni orizzontali nei pannelli murari al secondo livello della parete reale. Al contrario, mentre l'analisi numerica indica per i maschi al primo livello (M08, M09 e M10) un danneggiamento per pressoflessione, la parete reale è interessata, in corrispondenza di quegli stessi pannelli, da lesioni a taglio, diagonali o bi-diagonali. Per comprendere le differenze riscontrate, è utile procedere all'analisi del dominio di resistenza dei singoli maschi murari. A titolo di esempio, con riferimento al maschio M8 si faccia riferimento alla **Figura 131**, nella quale:

- Le curve blu continua e tratteggiata corrispondono alla previsione fornita dal criterio per pressoflessione nello schema di vincolo di doppio incastro (DB) e mensola (C) rispettivamente.
- le linee verticali nere a tratto continuo e tratteggiata rappresentano il valore dello sforzo normale massimo, ottenuto nel caso in esame a seguito dell'applicazione dei carichi gravitazionali ($N_{max}=N_0$) e il relativo intervallo di variazione attesa, come stimati dai risultati delle analisi numeriche eseguite a titoli di esempio con il SW2. La linea tratteggiata puntinata in corrispondenza circa di $N=615$ kN (N_{danno} in **Figura 131**) corrisponde alla rottura dell'elemento per pressoflessione, come simulato dal SW2.

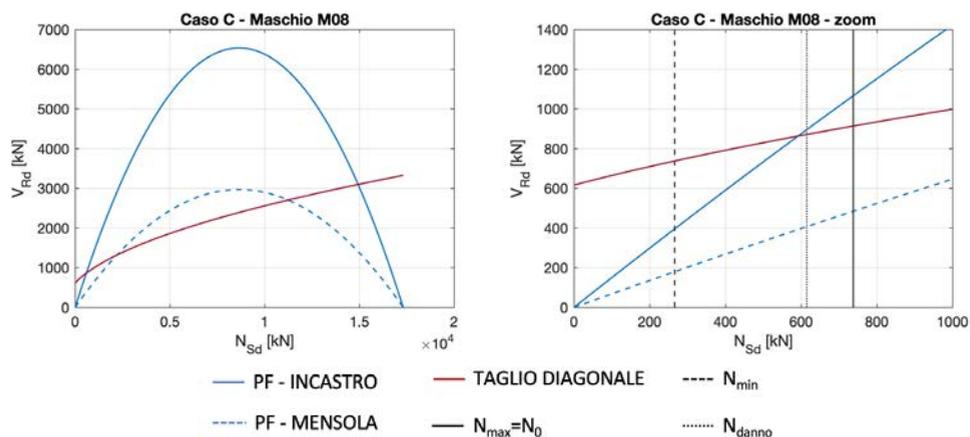


Figura 131 – Domini di resistenza del maschio M8: (a) dominio completo; (b) zoom sulla porzione iniziale, con rappresentazione della variazione dello sforzo normale stimata durante l'analisi (linee nere).

È plausibile che la risposta del pannello risultante dall'analisi numerica sia prossima alla curva a tratto pieno, che ne rappresenta tuttavia un limite superiore. La luce di taglio del maschio, inserito nello schema a telaio equivalente della struttura, non sarà infatti esattamente pari a metà della sua altezza deformabile, dal momento che la rigidezza dei cordoli di piano in c.a. non è sufficiente a riprodurre la condizione ideale "shear-type". Va tenuto conto, a questo riguardo, che il dominio a pressoflessione del pannello è definito

dai *software* tenendo conto della rigidità effettiva delle zone di nodo, per cui risulta sicuramente inferiore al dominio definito analiticamente nella condizione di rotazioni perfettamente bloccate.

Si osserva come, nell'intervallo di variazione della azione assiale, fra il valore massimo N_{\max} ed il valore minimo N_{\min} , il dominio di resistenza corrispondente allo schema di vincolo a doppio incastro è caratterizzato dall'intersezione fra le curve associate alle condizioni di danneggiamento per pressoflessione e per taglio. In particolare, per il valore N_0 di azione assiale in corrispondenza del quale dall'analisi si rileva il primo danneggiamento del pannello per pressoflessione, il dominio di resistenza analitico indica invece danneggiamento per taglio (coerentemente quindi con il quadro delle lesioni rilevato nella struttura reale), con valori di resistenza per pressoflessione e per taglio peraltro piuttosto vicini.

Alla luce di quanto sopra, questa situazione può senz'altro giustificare la differenza riscontrata fra il calcolo analitico e la previsione numerica. Inoltre, variazioni minime del valore stimato della azione assiale nell'intervallo considerato potrebbero portare a previsioni di attivazione di meccanismi di danno diversi da parte di *software* diversi (questa considerazione, di validità generale, non si applica al caso specifico del maschio M08, per il quale tutti i *software* predicono lo stesso tipo di danneggiamento).

Si osserva infine che le analisi eseguite sono delle pushover monotone (che rappresenta una approssimazione della risposta ciclica effettiva).

In ragione di tali considerazioni le differenze nella modalità di danno riscontrate appaiono del tutto giustificate.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI UTILI PER APPROFONDIMENTI SULLE STRUTTURE BENCHMARK ESAMINATE CONTENUTE NELLO SPECIAL ISSUE “URM nonlinear modelling - Benchmark project”
(<https://link.springer.com/journal/10518/volumes-and-issues/20-4>).

STRUTTURA BENCHMARK 1:

- D’Altri, A.M., Cannizzaro, F., Petracca, M., Talledo, D.A. (2022) Nonlinear modelling of the seismic response of masonry structures: Calibration strategies. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01104-1>

STRUTTURA BENCHMARK 3:

- Occhipinti, G., Calì, I., D’Altri, A.M., Grillanda, N., de Miranda, S., Milani, G., Spacone, E. (2022) Nonlinear finite and discrete element simulations of multi-storey masonry walls. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01233-7>

STRUTTURA BENCHMARK 4:

- Manzini, C.F., Ottonelli, D., Degli Abbatì, S., Marano, C., Cordasco, E.A. (2022) Modelling the seismic response of a 2-storey URM benchmark case study: comparison among different equivalent frame models. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>
- Cannizzaro, F., Castellazzi, G., Grillanda, N., Pantò, B., Petracca, M. (2022) Modelling the nonlinear static response of a 2-storey URM benchmark case study: comparison among different modelling strategies using two- and three-dimensional elements. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01183-0>

STRUTTURA BENCHMARK 5:

- Ottonelli, D., Manzini, C.F., Marano, C., Cordasco, E.A., Cattari, S. (2022) A comparative study on a complex URM building: part I—sensitivity of the seismic response to different modelling options in the equivalent frame models. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>
- Castellazzi, G., Pantò, B., Occhipinti, G., Talledo, D.A., Berto, L., Camata, G. (2022) A comparative study on a complex URM building: part II—issues on modelling and seismic analysis through continuum and discrete-macroelement models. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01147-4>

STRUTTURA BENCHMARK 6:

- Degli Abbatì, S., Morandi, P., Cattari, S., Spacone, E. (2022) On the reliability of the equivalent frame models: the case study of the permanently monitored Pizzoli’s town hall. *Bull Earthquake Eng*, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>

RIFERIMENTI DEI SOFTWARE DI CALCOLO IMPIEGATI NELLA RICERCA PER LA VERSIONE V1.0 DEL DOCUMENTO

- Abaqus 2018, Theory manual, version 6.18.
- Aedes.PCM 2018, Progettazione di Costruzioni in Muratura, versione 2018, AEDES Software.
- Calìo, I., Cannizzaro, F., Marletta, M., Pantò, B., 2009. 3DMacro, Il software per le murature (3D computer program for the seismic assessment of masonry buildings), Gruppo Sismica s.r.l., Catania, Italy. Release 3.0, March 2014. www.3dmacro.it.
- Calìo, I., Marletta, M., Pantò, B., 2012. A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings, *Engineering Structures*, 40, 327–338.
- CDMaWin (Computer Design of Masonries), 2018. Calcolo e verifica di edifici in muratura, versione 2018, STS.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S., 2013. TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings, *Engineering Structures*, 56, 1787-1799.
- Lee, J., & Fenves, G. L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of engineering mechanics*, 124(8), 892-900.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Oñate, E., 1989. A plastic-damage model for concrete, *International Journal of solids and structures*, 25(3).
- Magenes, G., Manzini, C.F., Morandi, P., Remino, M., Bolognini, D., 2006. SAM II, Software for the Simplified Seismic Analysis of Masonry buildings, Università degli Studi di Pavia, EUCENTRE.
- Manzini, C.F., Morandi, P., Magenes, G., Calliari, R., 2006. ANDILWall - Software di calcolo e verifica di edifici in muratura ordinaria, armata o mista – Manuale d’uso, Università di Pavia, EUCENTRE e CRSoft S.r.l.
- Midas FEA 2016 v1.1 - Build: Nov. 06, 2018. Nonlinear and detail FE Analysis System for Civil Structures. Midas Information Technology Co. Ltd.
- SAP 2000, Release 18, distribuito da CSI Italia srl, CSI Computer and Structures, Inc.
- Selby, R.G., Vecchio, F.J. 1993. Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada.
- Spacone, E., Camata, G., 2007. Cerniere Plastiche sviluppate per telai in cemento armato e implementate nel programma di calcolo Aedes, Issued by GC, Ottobre 2007.

- Spacone, E., Camata, G., Faggella, M., 2008. Nonlinear models and nonlinear procedures for seismic analysis of reinforced concrete frame structures. In: *Charpis D.C., Papadrakakis M., Lagaros N.D., Tsompanakis Y. Computational Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. ISBN: 9780415452618. Taylor and Francis (Netherlands).
- S.T.A.Data 2016, 3Muri Program, Release 10.9.1.7 (www.3muri.com).
- Vecchio, F.J., Collins, M.P., 1986. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI Journal* 83, 22: 219-231.

RIFERIMENTI DEI SOFTWARE DI CALCOLO IMPIEGATI PER L'ANALISI DELLA STRUTTURA BENCHMARK n° 6 (AGGIORNAMENTO V3.0 DEL DOCUMENTO)

- Allemange RJ and Brown DL (1982) A correlation coefficient for modal vector analysis, In: Proceedings 1st international modal analysis conference, November 8–10 1982, Orlando, Florida, pp. 110–116.
- Aedes.PCM 2021, Progettazione di Costruzioni in Muratura, versione 2021, Versione 2021.2.1.0. – Academy, AEDES Software.
- Brandonisio, G., Mele, E., De Luca, E., 2015. Closed form solution for predicting the horizontal capacity of masonry portal frames through limit analysis and comparison with experimental test results. *Engineering Failure Analysis* 55, 246–270.
- Calderoni, B., Cordasco, E.A., Pacella, G., Onotri, V., 2016. Critical issues in the assessment of seismic vulnerability of historical masonry buildings: a study case. - *Proceedings of 16th International Brick and Block Masonry Conference* in Padova, 26-30 June 2016.
- Cattari S., Ottonelli D., Degli Abbati S., Magenes G., Manzini C.F., Morandi P., Spacone E., Camata G., Marano C., Calì I., Pantò B., Cannizzaro F., Occhipinti G., Calderoni B., Cordasco E.A., de Miranda S., Castellazzi G., Maria D'Altri A., Saetta A., Talledo D., Berto L., (2019). Uso dei codici di calcolo per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura: confronto dei risultati ottenuti con diversi software su un caso studio reale, Proc. XVIII ANIDIS, 15-19 September 2019, Ascoli Piceno, Italy.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S., 2013. TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings, *Engineering Structures*, 56, 1787-1799.
- Sandoli, A., Pacella, G., Cordasco, E.A., Calderoni, B., 2021. PROS and CONS of linear and nonlinear seismic analyses for existing URM structures: Application to a historical building, *Structures*, 32, Available online 24 March 2021, 532-547.
- S.T.A.Data 2021, 3Muri Program, Release 12.6.1.5 (www.3muri.com).
- SAP2000 18.0.1, distribuito da CSI Italia srl, CSI Computer and Structures, Inc.
- PRO_SAM, modulo del software PRO_SAP, versione 21.9.3 beta 2

RIFERIMENTI DEI SOFTWARE DI CALCOLO IMPIEGATI PER L'ANALISI DELLA STRUTTURA BENCHMARK n°7 (Aggiornamento Scheda di Approfondimento A e Scheda di Approfondimento J - aggiornamento V3.0 del documento)

- Abaqus/CAE, 2020
- DIANA FEA, 2024, Displacement ANalysis finite element software, release 10.8.
- Petracca, M., Candeloro, F., & Camata, G. (2017). "STKO user manual". ASDEA Software Technology, Pescara Italy, version 4.0.0
- OpenSees 2023, version 3.5.1

ULTERIORE BIBLIOGRAFIA DEL GRUPPO DI LAVORO

- Acconcia E., Buonocunto V., Parisi F., 2023. Numerical investigation on the flange effect in unreinforced masonry wall systems through nonlinear finite element modelling. In: M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.). Proceedings of COMPDYN 2023 – 9th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Athens, Greece 12-14 June 2023, Vol. I, pp. 1801-1809
- Augenti N., Parisi F., Prota A., Manfredi G., 2011. In-plane lateral response of a full-scale masonry sub-assembly with and without an inorganic matrix-grid strengthening system. *Journal of Composites for Construction*, vol. 15, n. 4, 578-590.
- Caddemi, S., Calì, I., Cannizzaro F., Pantò, B., 2017. New Frontiers on Seismic Modeling of Masonry Structures, *Frontiers in Built Environment*, vol. 3, p. 39, 24 7 2017.
- Calderoni, B., Cordasco, E.A., Pacella, G., Simoniello P., 2019. The spandrel of masonry buildings: experimental tests and numerical analysis, *Int. J. Masonry Research and Innovation*, vol. 4, Nos. 1/2.
- Calì, I., Pantò, B., 2104. A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures, *Computers and Structures*, vol. 143, p. 91–107, 1 9 2014.
- Cannizzaro, F., Pantò, B., Lepidi, M., Caddemi, S., Calì, I., 2107. Multi-Directional Seismic Assessment of Historical Masonry Buildings by Means of Macro-Element Modelling: Application to a Building Damaged during the L'Aquila Earthquake (Italy), *Buildings*, vol. 7, p. 106, 13 11 2017.
- Castellazzi, G., D'Altri, A. M., de Miranda, S., Chiozzi, A., & Tralli, A., 2018. Numerical insights on the seismic behavior of a non-isolated historical masonry tower. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(2), 933-961.
- Cattari S., Ottonelli D., Degli Abbati S., Magenes G., Manzini C.F., Morandi P., Spacone E., Camata G., Marano C., Calì I., Pantò B., Cannizzaro F., Occhipinti G., Calderoni B., Cordasco E.A., de Miranda S., Castellazzi G., Maria D'Altri A., Saetta A., Talledo D., Berto L., (2019). Uso dei codici di calcolo per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura: confronto dei risultati ottenuti con diversi software su un caso studio reale, Proc. XVIII ANIDIS, 15-19 September 2019, Ascoli Piceno, Italy.
- Cattari S., Camilletti D., Magenes G., Manzini C.F., Morandi P., Spacone E., Camata G., Marano C., Calì I., Cannizzaro F., Occhipinti G., Panto' B., Calderoni B., Cordasco A.E., Sandoli A., (2018) "A comparative study on a 2-storey

benchmark case study through nonlinear seismic analysis”, Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece, 18-21 June 2018.

- Cattari S., Camilletti D., Magenes G., Manzini C.F., Morandi P., Spacone E., Camata G., Marano C., Calì I., Pantò B., Cannizzaro F., Occhipinti G., Calderoni B., De Luca A., Cordasco E.A., Brandonisio G., Sandoli A., Casapulla C., Portioli F., De Felice G., Malena M., Lasciarrea G., (2017) “Analisi di strutture benchmark per la valutazione dell’affidabilità di codici di calcolo sismico degli edifici in muratura”, Atti del XVII Convegno ANIDIS - L’ingegneria Sismica in Italia, 17-21 Settembre 2017, Pistoia, Italy
- Cattari S, Degli Abbati S, Ottonelli D, Marano C, Camata G E. Spacone, F. da Porto, C. Modena, F. Lorenzoni, G. Magenes, A. Penna, F. Graziotti, R. Ceravolo, G. Miraglia, E. Lenticchia., Fiorini N., Spina D. (2019) Discussion on data recorded by the Italian structural seismic monitoring network on three masonry structures hit by the 2016-2017 Central Italy earthquake. COMPDYN, 24-26 June 2019, Crete, Greece.
- Cattari, S., Alfano, S., Lagomarsino, S. (2023) A Practice-Oriented Proposal to Consider the Flange Effect in Equivalent Frame Modeling of Masonry Buildings, Buildings, 2023, 13(2), 462
- Cattari, S., D’Altri, A.M., Camilletti, D., Lagomarsino, S. (2022) Equivalent frame idealization of walls with irregular openings in masonry buildings, Engineering Structures, 2022, 256, 114055
- Cattari, S., Camilletti, D., D’Altri, A.M., Lagomarsino, S. (2021) On the use of continuum Finite Element and Equivalent Frame models for the seismic assessment of masonry walls, Journal of Building Engineering, 2021, 43, 102519
- Chácará Espinoza, C., Cannizzaro, F., Pantò, B., Calì, I., Lourenco, P., 2019. Seismic vulnerability of URM structures based on a Discrete Macro-Element Modeling (DMEM) approach, Engineering Structures, vol. 201, 24 9 2019.
- Chácará Espinoza, C., Cannizzaro, F., Pantò, B., Calì, I., Lourenco, P., 2018. Assessment of the dynamic response of unreinforced masonry structures using a macroelement modeling approach, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 6 7 2018.
- D’Altri, A. M., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G., & de Miranda, S., 2019. Modeling strategies for the computational analysis of unreinforced Masonry structures: Review and classification, Archives of Computational Methods in Engineering, 1-33.

- D'Altri, A. M., & de Miranda, S. (2022). Prediction of flexural drift capacity in masonry walls through a nonlinear truss-based model. *International Journal of Solids and Structures*, 243, 111593.
- Degli Abbati, S., D'Altri, A. M., Ottonelli, D., Castellazzi, G., Cattari, S., de Miranda, S., Lagomarsino, S., 2019. Seismic assessment of interacting structural units in complex historic masonry constructions by nonlinear static analyses. *Computers and Structures*, 213, 51–71.
- Degli Abbati S., Cattari S., Lagomarsino S. Validation of a practice-oriented floor spectra formulation through actual data from the 2016/2017 Central Italy earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* (2022) 20:7477–7511 <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01498-6>
- Degli Abbati S., Manzini C.G., Morandi P., Candeloro F., Parisse F., Brandonisio G., Camata G., Magenes G., Cattari S. Investigating the reliability of equivalent frame models in commercial software: a URM case study (2024). In *Proceedings of 18th WCEE, 30th June - 5th July 2024, Milan, Italy*
- Magenes, G., Della Fontana, A.: Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings, *Proc. Of the British Masonry Society*, No. 8, 190-195, 1998.
- Manzini, C.F., Morandi, P., Magenes, (2019). SAM-II: sviluppi del codice di calcolo a telaio equivalente per l'analisi sismica di edifici in muratura, *Costruire in laterizio*, vol. 180, p. 54-64, ISSN: 0394-1599.
- Manzini C.F., Magenes G., Penna A., da Porto F., Camilletti D., Cattari S. & Lagomarsino S. (2018) *Masonry Italian Code-Conforming Buildings. Part 1: Case Studies and Design Methods*, *Journal of Earthquake Engineering*, 22:sup2, 54-73.
- Morandi, P., Manzini, C.F., Magenes, G., (2019) "Application of seismic design procedures on three modern URM buildings struck by the 2012 Emilia earthquakes: inconsistencies and improvement proposals in the European codes", *Bulletin of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00650-z>.
- Pantò, B., Calì, I., Lourenço, P.B., 2017. Seismic safety evaluation of reinforced concrete masonry infilled frames using macro modelling approach, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, n. 9.
- Pantò, B., Cannizzaro, F., Calì, I., Lourenço, P., 2017. Numerical and Experimental Validation of a 3D Macro-Model for the In-Plane and Out-Of-Plane Behavior of Unreinforced Masonry Walls, *International Journal of Architectural Heritage*, 1-19, 16 5 2017.

- Pantò, B., Calìo I., Lourenco, P., 2018. A 3D discrete macro-element for modelling the out-of-plane behaviour of infilled frame structures, *Engineering Structures*, vol. 175, pp. 371-385, 23 8 2018.
- Parisi F., Acconcia E., 2018. Fiber-based capacity model for URM piers subjected to combined in-plane and out-of-plane actions. *Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering*, Thessaloniki, Greece, June 18-21, 2018.
- Parisi F., Acconcia E., 2020. Formulation and experimental validation of distributed plasticity macroelement for unreinforced masonry walls. In: J. Kubica, A. Kwiecień, Ł. Bednarz (eds.). *Brick and Block Masonry – From Historical to Sustainable Masonry*, *Proceedings of the 17th International Brick/Block Masonry Conference*, Kraków, Poland, July 5-8, 2020.
- Parisi F., Augenti N., 2013. Seismic capacity of irregular unreinforced masonry walls with openings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 42, n. 1, 101-121.
- Parisi F., Augenti N., Prota A., 2014. Implications of the spandrel type on the lateral behavior of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 43, n. 12, 1867-1887.
- Parisi F., Balestrieri C., Asprone D., 2016. Nonlinear micromechanical model for tuff stone masonry: Experimental validation and performance limit states. *Construction and Building Materials*, vol. 105, 165-175.
- Parisi F., Lignola G.P., Augenti N., Prota A., Manfredi G., 2013. Rocking response assessment of in-plane laterally-loaded masonry walls with openings. *Engineering Structures*, vol. 56, 1234-1248.
- Parisi F., Lignola G.P., Augenti N., Prota A., Manfredi G., 2011. Nonlinear behavior of a masonry sub-assembly before and after strengthening with inorganic matrix-grid composites. *Journal of Composites for Construction*, vol. 15, n. 5, 821-832.
- Parisse, F., Buonocunto, V., Camarda, G., Di Primio, A., D’Altri, A. M., Silva, L. C., Marques, Brandonisio, G., Calìo, I., Camata, G., Lourenço, P. B., Milani, G., de Miranda, S., Parisi, F., Magenes, G., Cattari, S., 2024. Harmonization of the predicted post-peak seismic response of URM structures in Finite Element models. *Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering - WCEE2024*, Milan, Italy, June 30 - July 5 2024.
- Parisse, F., Buonocunto, V., Cantagallo, C., Di Primio, A., Di Domenico, E., Lo Presti, N., Acconcia, E., Cannizzaro, F., Castellazzi, G., D’Altri, A. M., Liseni, S.,

Manzini, C. F., Marques, R., Occhipinti, G., Pacella, G., Petracca, M., Silva, L. C., Brandonisio, G., Calderoni, B., Calìò, I., Camata, G., Lourenço, P. B., Milani, G., de Miranda, S., Parisi, F., Magenes, G., Cattari, S., 2023. Investigating the seismic response of URM walls with irregular opening layout through different modeling approaches. Proceedings of the 9th Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering - ECCOMAS, Athens, Greece, Eds. Papadrakakis, M., Fragiadakis, M., June 12-14 2023.

- Parisse, F., Marques, R., Cattari, S., Lourenço, P. B., 2022. Finite Element and Structural Element modeling approaches for URM buildings: implications of different assumptions in the seismic assessment. *Journal of Building Engineering*, vol. 61, art. no. 105230. doi: 10.1016/j.jobe.2022.105230
- Parisse, F., Cattari, S., Marques, R., Lourenço, P. B., Magenes, G., Beyer, K., Calderoni, B., Camata, G., Cordasco, E. A., Erberik, M. A., İçel, C., Karakaya, M., Malomo, D., Manzini, C. F., Marano, C., Messali, F., Occhipinti, G., Pantò, B., Saygılı, Ö., Sousamli, M., 2021. Benchmarking the seismic assessment of unreinforced masonry buildings from a blind prediction test. *Structures*, vol. 31, pp. 982–1005. doi: 10.1016/j.istruc.2021.01.096
- Petracca, M., Pelà, L., Rossi, R., Oller, S., Camata, G., Spacone, E., 2016. Regularization of first order computational homogenization for multiscale analysis of masonry structures, *Computational mechanics*, 57(2), 257-276.
- Petracca, M., Pelà, L., Rossi, R., Oller, S., Camata, G., Spacone, E., 2017. Multiscale computational first order homogenization of thick shells for the analysis of out-of-plane loaded masonry walls, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 315, 273-301;
- Petracca, M., Pelà, L., Rossi, R., Zaghi, S., Camata, G., Spacone, E., 2017. Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls, *Construction and Building Materials*, 149, 296-314.
- Requena-Garcia-Cruz, M.V., Cattari, S., Bento, R., Morales-Esteban, A. Comparative study of alternative equivalent frame approaches for the seismic assessment of masonry buildings in OpenSees, *Journal of Building Engineering*, 2023, 66, 105877

ALLEGATO I

SCHEDE DELLE STRUTTURE BENCHMARK

ELENCO DELLE SCHEDE

Struttura benchmark n° 1

Singolo pannello

Struttura benchmark n° 2

Trilite

Struttura benchmark n° 3

Parete 2D multipiano

Struttura benchmark n° 4

Struttura 3D rappresentativa di un edificio semplice mono-cellula bi-piano

Struttura benchmark n° 5

Struttura 3D rappresentativa di un edificio complesso ispirato ad uno reale

Struttura benchmark n° 6

Struttura 3D rappresentativa di un edificio complesso ispirato ad uno reale

Struttura benchmark n° 7

Pareti 2D multipiano rappresentativa di pareti interne e facciate esterne di edifici esistenti in muratura con configurazioni di disposizione delle aperture con diversi gradi di irregolarità

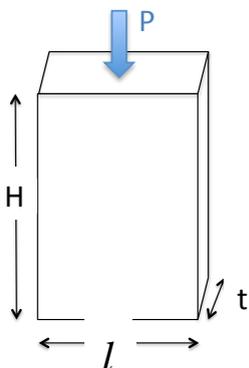
NOTA: I contenuti dell'**Allegato I** (ad eccezione della *Struttura benchmark n°7*) sono riportati in lingua inglese nel materiale supplementare della seguente pubblicazione (*Open Access e regolata da una licenza internazionale "Creative Commons Attribution 4.0"*):

Cattari, S., Magenes, G. (2022) Benchmarking the software packages to model and assess the seismic response of unreinforced masonry existing buildings through nonlinear static analyses. Bull Earthquake Eng, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>

Si prega quindi di citare tale articolo oltre che il documento di Linee Guida di cui in oggetto quando si impieghino tali strutture.

LEGENDA DEI SIMBOLI ADOTTATI

Dati relativi ai pannelli murari



L = larghezza del pannello

H = altezza del pannello

t = spessore del pannello

λ = snellezza del pannello (H/l)

l_b = larghezza del blocco

h_b = altezza del blocco

P = carico assiale applicato in sommità al pannello

u = spostamento orizzontale in sommità al pannello

φ = rotazione in sommità al pannello

E = modulo di Young della muratura (in direzione verticale)

G = modulo a taglio della muratura

w = peso specifico della muratura

f_m = resistenza a compressione della muratura

f_{v0} = resistenza a taglio della muratura (assunta rappresentativa della coesione locale del giunto di malta)

μ = attrito locale del giunto di malta

τ_0 = resistenza a taglio della muratura per fessurazione diagonale

f_{tm} = resistenza a trazione del giunto di malta

f_{tb} = resistenza a trazione del blocco

FC = fattore di confidenza (da applicare convenzionalmente ai soli parametri di resistenza)

Dati relativi ad altri elementi strutturali:

E = modulo di Young

G = modulo di elasticità tangenziale

w = peso specifico

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo

f_{cm} = resistenza media cilindrica a compressione del calcestruzzo

f_{yk} = resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio

f_{ym} = resistenza media a snervamento dell'acciaio

FC = fattore di confidenza (da applicare convenzionalmente ai soli parametri di resistenza)

SCHEDA BENCHMARK n° 1

STRUTTURA BENCHMARK n°1a: SINGOLO PANNELLO In pietra a spacco di fissata geometria, al variare di due condizioni di vincolo

DATI GEOMETRICI

Geometria : $l= 2.5 \text{ m}$; $H= 2.5 \text{ m}$; $t=0.5 \text{ m}$

VARIANTI ANALIZZATE

Al variare di due diverse condizioni di vincolo:

Caso I - doppio incastro

Caso II – mensola

PARAMETRI MECCANICI

Tipologia di muratura: pietra a spacco con buona tessitura

$E = 1740 \text{ [MPa]}$; $G= 580 \text{ [MPa]}$; $w = 21 \text{ kN/m}^3$

I moduli sono da intendersi rappresentativi di una condizione elastica iniziale.

Stato fessurato: da ottenersi applicando un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5

$\tau_0 = 0.065 \text{ [MPa]}$; $f_m= 3.2 \text{ [MPa]}$; $FC = 1.2$

Criteri di resistenza da adottare per l'interpretazione della risposta dei pannelli: taglio per fessurazione diagonale; pressoflessione

CONDIZIONI DI CARICO e TIPO DI ANALISI SUGGERITI

$P = 160, 400, 600 \text{ [kN]}$

Analisi in controllo di spostamento: $u_{\max} = 0.02 \text{ m}$

OUTPUT SUGGERITI

- curva taglio–spostamento del pannello per ogni valore di P assegnato, con indicazione esplicita del taglio resistente e dello spostamento ultimo (legato alla definizione interna che il *software* assume per il drift), oltre che del meccanismo di rottura attivato
- costruzione numerica del dominio di resistenza in corrispondenza del numero di valori assegnati dello sforzo normale

STRUTTURA BENCHMARK n°1b: SINGOLO PANNELLO In mattoni pieni e malta di calce e fissato vincolo, al variare di due snellezze

DATI GEOMETRICI

Due pannelli caratterizzati dalle seguenti dimensioni:

<p>Caso I : l= 1 m ; H= 1.35 m ; t = 0.25 m Caso II: l= 1 m ; H= 2 m ; t = 0.25 m</p>
VARIANTI ANALIZZATE
<p>Schema di vincolo fissato (doppio incastro), al variare di due differenti snellezze: Caso I: snellezza $\lambda=1.35$ Caso II: snellezza $\lambda=2$</p>
PARAMETRI MECCANICI
<p>Tipologia di muratura: mattoni pieni e malta di calce $E = 1800$ [MPa] ; $G = 600$ [MPa] ; $w = 17.50$ kN/m³ I moduli da intendersi rappresentativi di una condizione elastica iniziale. Stato fessurato: da ottenersi applicando un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5; nel caso I ($\lambda=1.35$) applicare anche un fattore riduttivo pari a 0.75 (per il solo carico P applicato pari a 150 kN)</p>
<p>$f_{tm} = 0.04$ [MPa]; $f_{v0} = 0.23$ [MPa]; $f_{tb} = 1.22$ [MPa]; $\mu = 0.58$; $f_m = 6.2$ [MPa] ; $\tau_0 = 0.163$ [MPa]; $l_b/h_b = 4$; $FC = 1$ <i>(valori definiti assumendo a riferimento alcuni dei dati sperimentali illustrati in [1])</i></p>
<p>Criteri di resistenza da adottare per l'interpretazione della risposta dei pannelli: taglio per scorrimento su sezione parzializzata (nel caso del pannello I in alternativa adottare anche il criterio per taglio per fessurazione diagonale); pressoflessione</p>
<p><i>Nota: in questo caso sono forniti più parametri meccanici che erano disponibili dal lavoro di letteratura su cui erano state eseguiti test sperimentali [1] e che potrebbero costituire un utile riferimento nel caso si adottasse anche una modellazione di dettaglio (quale ad esempio a elementi finiti)</i></p>
CONDIZIONI DI CARICO e TIPO DI ANALISI SUGGERITI
<p>$P = 150, 400, 600$ [kN] Analisi in controllo di spostamento: $u_{max} = 0.025$ m</p>
OUTPUT SUGGERITI
<p>a) curva taglio–spostamento del pannello per ogni valore di P assegnato, con indicazione esplicita del taglio resistente e dello spostamento ultimo (legato alla definizione interna che il software assume per il drift), oltre che del meccanismo di rottura attivato b) costruzione numerica del dominio di resistenza in corrispondenza del numero di valori assegnati dello sforzo normale</p>
BIBLIOGRAFIA
<p>[1] Anthoine A, Magonette G, Magenes G. (1995). "Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls". Proc of the 10th European Conference on Earthquake Engineerin, Duma editor Balkema, Rotterdam, The Netherlands.</p>

SCHEDA BENCHMARK n° 2

STRUTTURA BENCHMARK n° 2: TRILITE

Analizzato al variare di diverse configurazioni dell'elemento di collegamento tra i due pannelli murari

DATI GEOMETRICI

La struttura benchmark n°2 è costituita da due pannelli verticali (maschi) di geometria analoga a quello della struttura benchmark n°1a ($l=2.5$ m; $H=2.5$ m; $t=0.5$ m).

VARIANTI ANALIZZATE

Essa è analizzata al variare di diverse configurazioni dell'elemento di collegamento tra i due maschi, ossia:

- l'apertura è di geometria prefissata, quindi è identificabile una fascia per la quale si analizzano due diverse condizioni:
 - o **Caso A (fascia non accoppiata ad altri elementi resistenti a trazione):** la fascia è in assenza di elemento resistente a trazione accoppiato;
 - o **Caso B (fascia accoppiata a catena) :** la fascia è in presenza di accoppiamento con una catena (di diametro $\phi 20$ con pretiro di 100N. Assumere una classe di resistenza S235 e un valore di FC pari a 1.2 come per gli elementi in muratura).
- l'apertura è a tutta altezza ed è presente una trave di accoppiamento dei maschi:
 - o **caso D:** tale elemento è simulato da una trave infinitamente rigida sia flessionalmente che assialmente, tale da riprodurre idealmente lo schema statico di telaio *shear-type*.

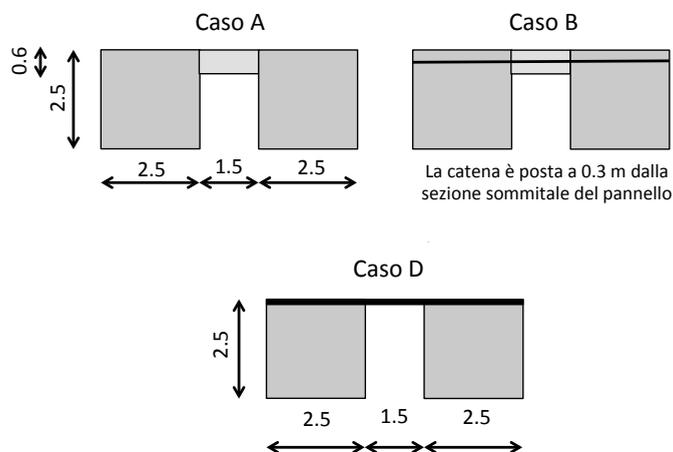


Figura 1 – Varianti analizzate per la struttura benchmark n°2.

PARAMETRI MECCANICI

Tipologia di muratura: pietra a spacco con buona tessitura

$E = 1740$ [MPa] ; $G = 580$ [MPa]; $w = 21$ kN/m³

Moduli sono da intendersi rappresentativi di una condizione elastica iniziale.

Stato fessurato: da ottenersi applicando un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5

$\tau_0 = 0.065$ [MPa]; $f_m = 3.2$ [MPa]; $FC = 1.2$

Criteri di resistenza da adottare per l'interpretazione della risposta dei pannelli: taglio per fessurazione diagonale; pressoflessione

CONDIZIONI DI CARICO e TIPO DI ANALISI SUGGERITE

$P = 160$ [kN] applicato in sommità a ciascuno dei due maschi

Analisi in controllo di spostamento: $u_{max} = 0.025$ m

OUTPUT SUGGERITI

- curva pushover di parete (taglio di base- spostamento medio di sommità)
- curva taglio-spostamento (o drift) di elemento (i due maschi e la fascia)
- indicazione del meccanismo di collasso attivato in ciascun elemento
- variazione dello sforzo normale e del momento flettente nei due maschi e nella fascia

SCHEDA BENCHMARK n° 3

STRUTTURA BENCHMARK n°3: PARETE 2D MULTIPIANO

Analizzato al variare di diversi dettagli costruttivi (presenza o meno di cordoli) e con diverse ipotesi di modellazione relative alla lunghezza efficace dei cordoli

STRUTTURA A CUI SI ISPIRA L'ESEMPIO BENCHMARK n° 3

La struttura benchmark n°3 si ispira alla geometria di una parete interna (identificata in Figura 1) di un edificio risalente ai primi anni '50 del secolo scorso, sito in via Martoglio n. 31 a Catania, oggetto di valutazione nell'ambito del "Progetto Catania" del CNR-Gruppo Nazionale per la difesa dai Terremoti [1, 2]. L'edificio presenta solai in laterocemento con cordolature di spessore uguale a quello della muratura ed all'ultimo piano è presente una controsoffittatura, sottostante la copertura, realizzata prevalentemente con volte finte in incannucciato. Nella scheda è proposta l'analisi 2D esclusivamente della parete interna. Nella configurazione reale della parete sono presenti cordoli in ca in corrispondenza di tutti i piani con esclusione dell'ultimo; tale specificità è mantenuta nella struttura benchmark n°3.

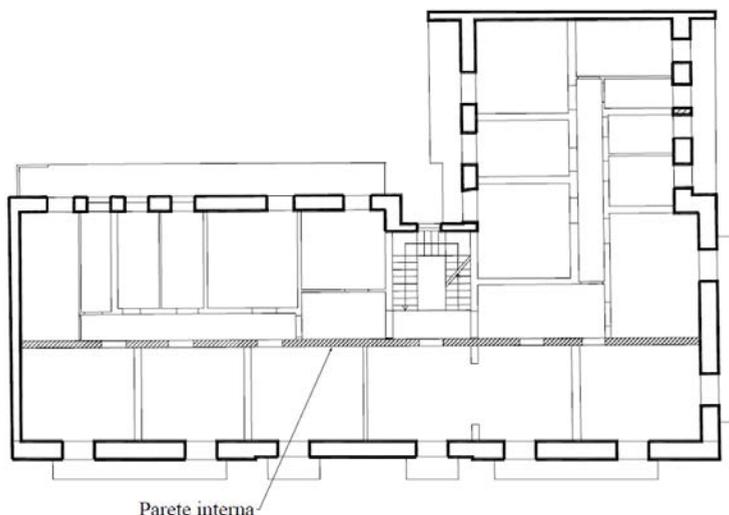


Figura 1 – Edificio di via Martoglio: individuazione della parete interna cui si ispira la struttura benchmark n°3.

DATI GEOMETRICI

La parete ha uno spessore costante di 30 cm per i primi quattro piani (muro a due teste) ed uno spessore di 16 cm (una testa) all'ultimo piano. Le dimensioni della parete sono riportate in Figura 2.

In corrispondenza dell'irregolarità geometrica costituita dal vano del portone al piano terra è assunta essere presente una trave in c.a. adeguata a sopportare il carico verticale sovrastante e riportarlo sui maschi laterali.



Figura 2– Geometria della struttura benchmark n°3 (la figura a titolo di esempio si riferisce alla variante di tipo C proposta, ossia con cordoli di piano).

VARIANTI ANALIZZATE

La struttura benchmark n°3 è stata analizzata in tre diverse configurazioni, al variare della presenza o meno di cordoli (Caso A vs Caso C) e con diverse ipotesi di modellazione relative alla lunghezza efficace dei cordoli (Caso C vs Caso C Bis).

Considerare diverse lunghezze efficaci dei cordoli sottende alla possibile incertezza di modellazione inerente l'efficacia del grado di vincolo offerto dalle porzioni di muratura

che interagiscono con il cordolo.

Caso A (fascia non accoppiata ad altri elementi resistenti a trazione):

- parete composta da maschi e fasce murarie non accoppiate a cordoli di piano in c.a

Caso C:

- parete composta da maschi e fasce murarie accoppiate a cordoli di piano in c.a.
- lunghezza deformabile dei cordoli di piano pari alla lunghezza totale

Caso Cbis:

- parete composta da maschi e fasce murarie accoppiate a cordoli di piano in c.a.
- lunghezza deformabile dei cordoli di piano pari alla luce netta delle corrispondenti aperture

La modellazione proposta è di tipo 2D.

Ove presenti, la sezione dei cordoli è assunta con altezza pari a 24 cm e base di 30 cm. I cordoli inoltre sono armati longitudinalmente con $4\varnothing 16$ ed a taglio (in corrispondenza delle sezioni di estremità) con staffe a due bracci $\varnothing 8$ | 25 cm. Inoltre, ispirandosi alla configurazione dell'edificio reale, i cordoli sono assunti essere presenti a tutti i livelli ad eccezione dell'ultimo.

Al variare della lunghezza deformabile dell'elemento cordolo in c.a. deve essere comunque garantito che nel modello sia mantenuto invariato il contributo del peso proprio del cordolo di piano.

PARAMETRI MECCANICI

Per tutti i materiali, si adotti un valore del fattore di confidenza $FC = 1$.

Si assuma inoltre l'ipotesi di parzializzazione delle sezioni resistenti degli elementi in muratura ed in c.a., adottando, in base alle caratteristiche dei *software* utilizzati per le analisi, una riduzione del 50% delle proprietà geometriche di sezione oppure una riduzione del 50% dei moduli elastici dei corrispondenti materiali (i moduli elastici riportati nelle seguenti tabelle sono riferiti alle sezioni interamente reagenti).

Cordoli in c.a.

Si adottino le seguenti classi di resistenza per i materiali:

- calcestruzzo: C25/30;
- acciaio: B450C.

Le proprietà meccaniche dei materiali sono riportate nelle seguenti tabelle.

Tabella 1 –Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

modulo di Young	E	31447	MPa
modulo di elasticità tangenziale	G	13103	MPa
peso specifico	w	25	kN/m ³
resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30.0	MPa
resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24.9	MPa
resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	32.9	MPa

Tabella 2 –Caratteristiche meccaniche dell'acciaio.

modulo di Young	E	210000	MPa
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450.0	MPa
resistenza media a snervamento	f_{ym}	483.9	MPa

Muratura

Muratura in mattoni pieni di laterizio, le cui caratteristiche meccaniche sono riassunte nella seguente tabella. Nel caso del modulo G sono proposti due valori: il valore pari a 300 MPa coerente con quanto indicato nel lavoro originario cui la struttura benchmark n°3 si ispira [1]; il valore pari a 540 MPa ritenuto più coerente con i risultati sperimentali di anni recenti su murature esistenti che evidenziano rapporti tra il modulo a taglio e di Young nell'intorno di 1/3, come adottato ad esempio anche convenzionalmente negli intervalli proposti nella Circolare 2019 delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018.

Tabella 3 –Caratteristiche meccaniche della muratura.

modulo di Young	E	1600	MPa
modulo di elasticità tangenziale	G	300 (o 540)	MPa
peso specifico	w	17	kN/m ³
resistenza media a compressione	f_m	6.00	MPa
resistenza media a taglio per fessurazione diagonale	τ_0	0.16	MPa

IPOTESI COMUNI ADOTTATE PER LA IDEALIZZAZIONE IN TELAIO EQUIVALENTE DELLE PARETI E LE SEZIONI SU CUI EFFETTUARE LE VERIFICHE

La lunghezza della porzione deformabile delle fasce murarie è assunta pari alla luce libera delle aperture.

L'altezza efficace dei maschi murari è assunta in base alla formulazione proposta da Dolce in [3] e schematizzata in Figura 3. Le altezze degli offset rigidi alle estremità dei pannelli sono state determinate come quote parti della differenza fra l'altezza netta interpiano \bar{H} e l'altezza efficace H_{eff} , ipotizzando che la deformabilità della muratura nelle zone di nodo sia inversamente proporzionale all'altezza delle fasce.

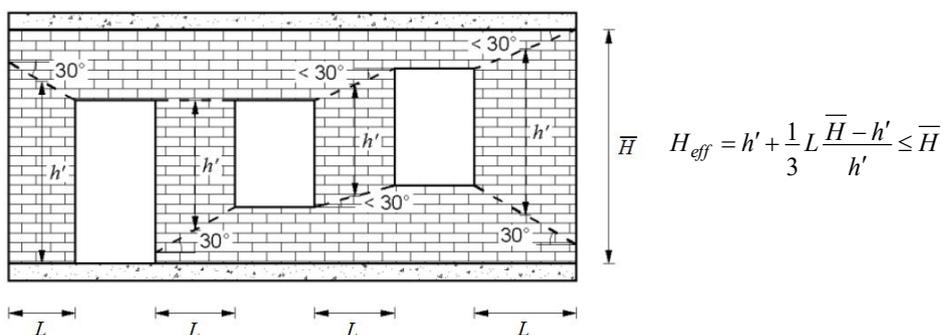


Figura 3 – Criterio adottato per la definizione dell'altezza efficace dei maschi murari.

In Figura 4 sono identificati gli elementi strutturali costituenti la parete nella configurazione C e Cbis (maschi e fasce murarie, cordoli di piano in c.a. e nodi strutturali) e sono riportate le corrispondenti dimensioni geometriche (in cm). Il modello della parete nel Caso A può essere desunto in via semplificata eliminando dal modello della parete completa gli elementi "cordolo", senza modificare l'altezza e la quota dell'asse longitudinale baricentrico delle fasce murarie.

che su di essa gravi un carico equivalente uniformemente distribuito per metro lineare pari a $q_{eq} = Q_{tot}/L_y$ kN/m.

Tabella 4 – Prospetto riassuntivo dei carichi su solaio ai diversi piani della parete.

Livello	1	2	3	4	5
Q_{tot} [kN]	286	353	353	345	53

La risposta della parete è analizzata mediante analisi statica non-lineare con distribuzione di forze proporzionale alle masse.

OUTPUT SUGGERITI

- a. Distribuzione delle azioni assiali negli elementi dopo l'applicazione dei soli carichi gravitazionali
- b. Massa totale e distribuzione delle masse di piano
- c. Curva *pushover* globale
- d. Evoluzione del quadro di danneggiamento della parete, con riferimento ai passi di analisi seguenti:
 - dopo applicazione dei soli carichi verticali
 - al raggiungimento del 50% del taglio di base massimo (nel ramo crescente dell'analisi)
 - al raggiungimento del taglio di base massimo
 - al raggiungimento dello spostamento ultimo definito secondo i criteri definiti al §5.2 del documento generale
- e. Bilineare equivalente della pushover

BIBLIOGRAFIA

- [1] Liberatore D (A cura di) (2000). "Progetto Catania: indagine sulla risposta sismica di due edifici in muratura". CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 275 pp. + CD-ROM allegato, ISBN 88-900449-3-4.
- [2] Magenes G, Bolognini D, Braggio C. (A cura di) (2000). "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura". CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 99 pp., ISBN 88-88151-03-6.
- [3] Dolce M (1989). "Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti". Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza.

ALTRE IPOTESI COMUNI ADOTTATE NEI MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE PER LE ANALISI "A PARITA' DI IPOTESI DI MODELLAZIONE" DISCUSSE NEL DOCUMENTO GENERALE

- Nel caso in cui il *software* utilizzato per la modellazione lo consenta, le fasce murarie ed il cordolo di piano in c.a. (dove presente) non devono compenetrarsi: l'altezza delle fasce sopra-finestra è quindi in questo caso assunta pari alla distanza fra il bordo superiore della corrispondente apertura e l'intradosso del cordolo soprastante.
- Riguardo la valutazione della resistenza delle fasce murarie, ove possibile:
 - Nel caso A, è stata svolta nell'ipotesi che l'azione assiale sia nota dall'analisi
 - Nei casi C e Cbis, è stata svolta nell'ipotesi che l'azione assiale non sia nota dall'analisi (usualmente corrispondente alla modellazione con diaframma infinitamente rigido)
 - La precisazione relativa alla rigidità del diaframma è riportata perché: alcuni *software* associano di default il criterio di verifica delle fasce alla rigidità assunta per i solai; mentre in altri è necessario ricorrere comunque ad una modellazione 3D "equivalente" (poiché quella 2D della singola parete potrebbe non gestita).
- Nella definizione del modello geometrico relativo ai casi C e C Bis è stata evitata la compenetrazione fra gli elementi ad asse orizzontale in c.a. ed in muratura. L'altezza delle fasce murarie è quindi definita dal limite della corrispondente apertura all'intradosso del cordolo superiore. Inoltre, è stato ritenuto accettabile semplificare la procedura di definizione dei modelli geometrici adottando nel caso A (fascia debole) la medesima geometria delle fasce murarie prevista nei casi C e C Bis: il modello della parete nel caso A è stato quindi ottenuto in alcuni *software* eliminando dal modello della parete con cordoli i cordoli di piano in c.a., senza estendere l'altezza delle fasce murarie all'estradosso del solaio di piano.
- Qualora non eseguita in automatico dal *software*, la ripartizione del carico risultante di piano fra i singoli maschi murari è effettuata proporzionalmente alla corrispondente lunghezza di influenza, definita come porzione dello sviluppo longitudinale della parete compresa fra le mezzerie delle aperture adiacenti a ciascun maschio (o fra il filo esterno del maschio e la mezzeria dell'apertura adiacente, nel caso degli elementi di bordo).

- I criteri assunti per l'interpretazione dei maschi murari sono quelli a pressoflessione e taglio per fessurazione diagonale discussi nella SCHEDA DI APPROFONDIMENTO G e adottati per i controlli di coerenza dei risultati delle Strutture benchmark n°1 e riportati per semplicità anche in calce all'Allegato I.

SCHEDA BENCHMARK n° 4

STRUTTURA BENCHMARK n°4: EDIFICIO MONOCELLULA BIPIANO

Analizzato al variare di diverse disposizioni di aperture sui quattro lati, diverse configurazioni della fascia e due ipotesi di rigidezza di solaio

STRUTTURA A CUI SI ISPIRA L'ESEMPIO BENCHMARK n° 4

La geometria della struttura benchmark n°4 è stata definita, con alcune semplificazioni, ispirandosi a quella del prototipo testato nel 1994 nel Laboratorio dell'Università di Pavia [1].

DATI GEOMETRICI

La struttura benchmark n°4 è costituita da un edificio 3D mono-cellula in muratura ordinaria a due piani, le cui dimensioni in pianta e in prospetto sono riportate in Figura 1 (al variare delle diverse varianti geometriche proposte) e in Figura 2.

Lo spessore assunto delle pareti è pari a 0.25 m.

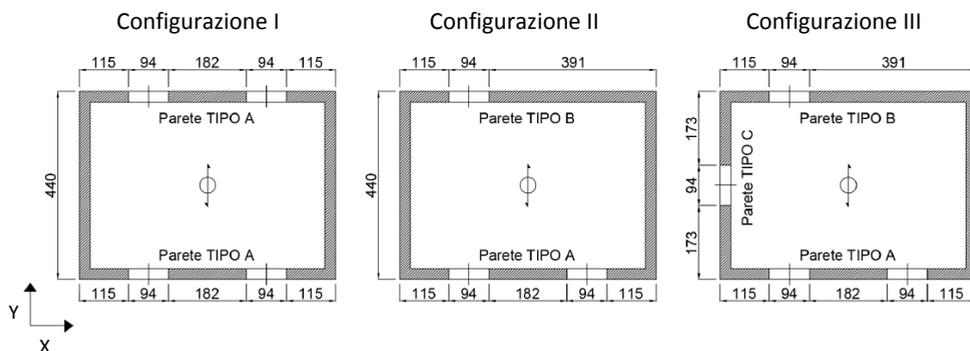
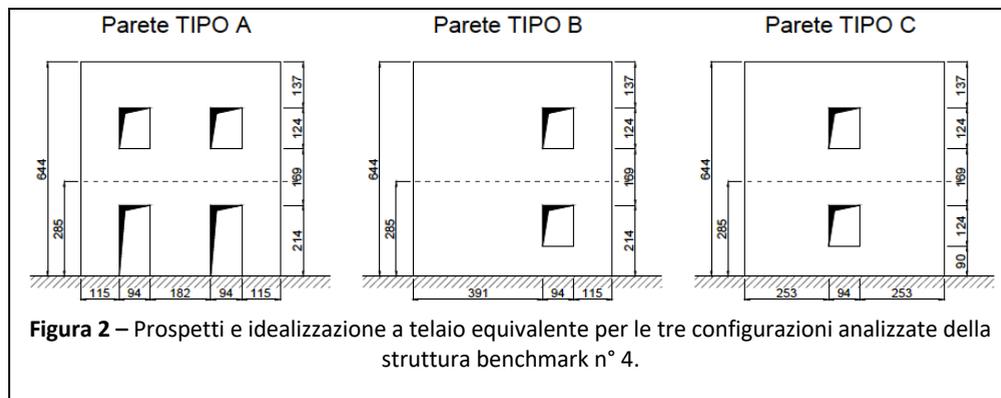


Figura 1 – Pianta delle tre configurazioni analizzate per la struttura benchmark n°4.



VARIANTI ANALIZZATE

Sono definite tre configurazioni geometriche, al variare di diverse disposizioni delle aperture sui quattro lati:

- configurazione I) disposizione regolare e uguale su due lati paralleli orientati in direzione X; gli altri due lati sono ciechi;
- configurazione II) disposizione diversa delle aperture su due lati paralleli orientati in direzione X; gli altri due lati sono ciechi;
- configurazione III) disposizione diversa sui quattro lati, con un solo lato senza aperture.

Nella configurazione II) sono inoltre analizzate diverse configurazioni delle fasce murarie:

- configurazione IIA) senza elementi resistenti a trazione accoppiati;
- configurazione IIB) con catena accoppiata di diametro $\phi 20$ con pretiro di 100N (classe di resistenza S235), posta a quota del solaio;
- configurazione IIC) con cordolo di dimensioni pari a $0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$ armato con $2+2\phi 16$ longitudinali (2 all'estradosso e due all'intradosso) e staffe a due braccia $\phi 10$ passo 0.2m (classe di resistenza acciaio B450C, classe di resistenza cls C25/30, fattore di confidenza FC pari a 1 come nel caso degli elementi in muratura). Assumere la lunghezza efficace del cordolo come pari a quella dell'apertura e la quota cui è posto il cordolo quella del solaio. La precisazione sulla lunghezza efficace riguarda solo il contributo di rigidità e di vincolo che il cordolo può offrire, per quanto riguarda il calcolo del peso proprio il cordolo va inteso continuo lungo tutto il perimetro (si agisca pertanto tramite densità equivalente oppure carichi distribuiti per considerare il contributo complessivo della sua massa);
- configurazione IID): parte dalle IIC imponendo rotazioni bloccate a livello di piano (schema *shear-type*)

Nelle configurazioni I) e III) adottare come base la configurazione IIB), ossia quella con le catene accoppiate alla fascia.

PARAMETRI MECCANICI

Tipologia di muratura: mattoni pieni e malta di calce

$E = 1800$ [MPa] ; $G = 600$ [MPa] ; $w = 17.50$ kN/m³

Moduli da intendersi rappresentativi di una condizione elastica iniziale.

Stato fessurato: da ottenersi applicando un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5

$f_{tm} = 0.04$ [MPa]; $f_{v0} = 0.23$ [MPa]; $f_{tb} = 1.22$ [MPa]; $\mu = 0.58$; $f_m = 6.2$ [MPa] ; $\tau_0 = 0.163$ [MPa]; $l_b/h_b = 4$

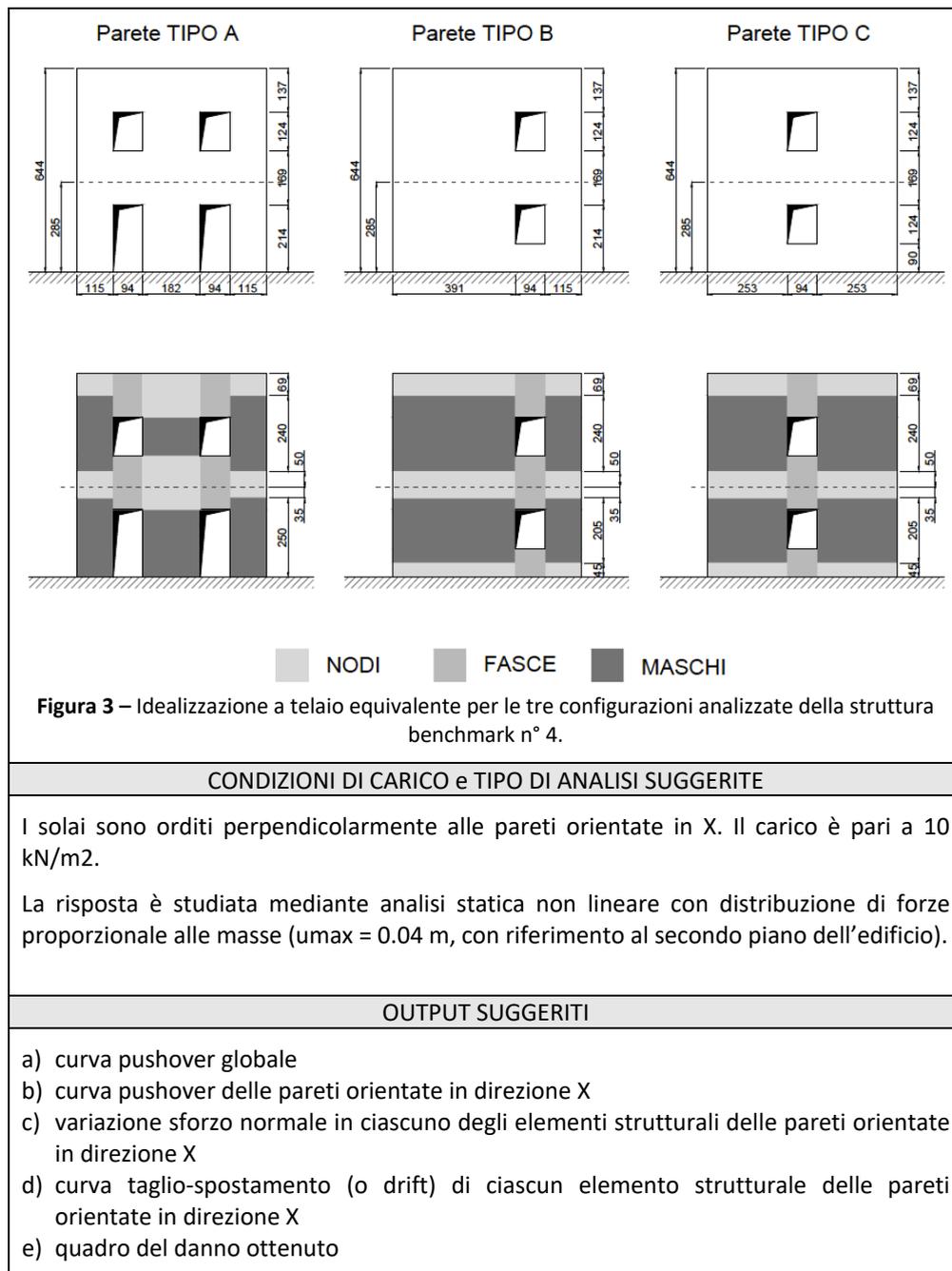
$FC = 1$ (*valori assunti da dati sperimentali*)

Solai: solai assunti rigidi; nel caso il programma non disponga dell'ipotesi di piano rigido assumere le proprietà di rigidità equivalenti a una soletta piena di calcestruzzo (classe C25/30) di spessore pari a 0.2 m.

IPOTESI COMUNI ADOTTATE PER LA IDEALIZZAZIONE IN TELAIO EQUIVALENTE DELLE PARETI E LE SEZIONI SU CUI EFFETTUARE LE VERIFICHE

La Figura 3 definisce la geometria dei maschi e delle fasce da adottare in sede di analisi nel caso si adotti un modello a telaio equivalente.

Nel caso di modelli ad elementi finiti, la definizione della geometria dei pannelli è comunque utile per definire alcune sezioni di riferimento su cui effettuare dei confronti in termini di caratteristiche di sollecitazione generalizzate. La linea tratteggiata definisce la quota media di solaio.



BIBLIOGRAFIA

[1] Calvi GM, Magenes G (1994). "Experimental research on response of URM building system". Proceedings of U.S.-Italy workshop on guidelines for seismic evaluation and rehabilitation of unreinforced masonry buildings, D. P. Abrams, G. M. Calvi eds, State University of New York at Buffalo, NCEER-94-0021, 3-41/57, Pavia.

[2]Manzini, C.F., Ottonelli, D., Degli Abbati, S., Marano, C., Cordasco, E.A. (2022) Modelling the seismic response of a 2-storey URM benchmark case study: comparison among different equivalent frame models. Bull Earthquake Eng, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01173-2>

[3] Cannizzaro, F., Castellazzi, G., Grillanda, N., Pantò, B., Petracca, M. (2022) Modelling the nonlinear static response of a 2-storey URM benchmark case study: comparison among different modelling strategies using two- and three-dimensional elements. Bull Earthquake Eng, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01183-0>

ALTRE IPOTESI COMUNI ADOTTATE NEI MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE PER LE ANALISI
"A PARITA' DI IPOTESI DI MODELLAZIONE" DISCUSSE NEL DOCUMENTO GENERALE

- I criteri assunti per l'interpretazione dei maschi murari sono quelli a pressoflessione e taglio per fessurazione diagonale discussi nella SCHEDA DI APPROFONDIMENTO G e adottati per i controlli di coerenza dei risultati delle Strutture benchmark n°1 e riportati per semplicità anche in calce all'Allegato I.

SCHEDA BENCHMARK n° 5

STRUTTURA BENCHMARK n°5: EDIFICIO COMPLESSO

Analizzato al variare di diverse configurazioni delle fasce (con o senza accoppiamento di elementi resistenti a trazione)

STRUTTURA A CUI SI ISPIRA L'ESEMPIO BENCHMARK n° 5

Il manufatto originario cui si ispira l'esempio benchmark n°5 è la scuola P.Capuzi di Visso [1], edificio monitorato permanentemente dall'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS) del Dipartimento di Protezione Civile (DPC) e ad oggi demolito.

L'edificio è stato costruito negli anni '30 e si sviluppa su quattro livelli di cui tre fuori terra (piano rialzato a +70 cm rispetto a terra, piano primo e sottotetto) per un volume costruito complessivo di circa 4800 m³ su un'area in pianta di 600 m² circa. Esso presenta una pianta di forma irregolare assimilabile ad una "T" capovolta costituita da un corpo di forma rettangolare e allungato in direzione NO-SE e da un secondo corpo di dimensioni inferiori ortogonale al primo e ad esso continuo e ammortato.

Rispetto alla configurazione dell'edificio reale, sono state introdotte alcune semplificazioni sia nella sua trasposizione alla struttura benchmark n°5 sia nella fase di modellazione. In particolare:

riguardo le semplificazioni nella trasposizione alla struttura benchmark n°5

- il piano interrato non è considerato nella modellazione ed è stata trascurata la differenza di quota di fondazione dei pannelli murari perimetrali nel piano rialzato;
- le cerchiature presenti nel prospetto principale dell'edificio a seguito di un intervento di consolidamento degli anni 90 non sono considerate esplicitamente. Questa scelta è conseguenza di due motivazioni principali: la prima è legata al fatto che dalla modalità di esecuzione dei dettagli costruttivi, la cerchiatura realizzata sembrava avere una finalità statica più che sismica; la seconda è legata alla volontà di non introdurre dispersioni nella risposta – almeno in questa prima fase della ricerca - associata al fatto che non tutti i *software* consentono in egual misura di potere modellare questo intervento. Si è ritenuto pertanto più utile non introdurre questa differenziazione, che avrebbe potuto portare ad una maggiore dispersione dei risultati;
- alcune modeste inclusioni di muratura in mattoni pieni e malta di calce nelle pareti interne di spina del corpo principale, orientate in direzione

perpendicolare a quella di maggiore sviluppo in pianta, non sono state considerate. In effetti, il quadro del danno reale occorso ha evidenziato come tali inclusioni non abbiano indotto discontinuità tali da modificare la risposta dei pannelli murari e la propagazione delle lesioni;

- è stata trascurata la presenza di soprafinestra di differente tipologia muraria;
- le catene poste in opera (che interessano sporadicamente solo alcune pareti) non sono state considerate e modellate esplicitamente. La presenza dei cordoli di piano nella configurazione C (v. oltre) di fatto già garantisce l'ipotesi di risposta globale; nella configurazione A (definita nel seguito), comunque, i modelli di calcolo proposti fanno riferimento all'analisi della risposta globale nel piano, tralasciando in questa sede la trattazione l'analisi dei meccanismi locali potenzialmente attivabili.

riguardo le semplificazioni generali di modellazione adottate

- la copertura non è modellata esplicitamente in tutti i suoi elementi strutturali. La sua presenza è tenuta in conto in via semplificata nei modelli numerici considerando alla quota dell'ultimo orizzontamento distribuzioni uniformi equivalenti aggiuntive di carico sui diversi campi di solaio, in modo tale da riprodurre coerentemente, in termini di masse sismiche attivabili, la effettiva ripartizione delle azioni sui pannelli murari dell'ultimo livello della struttura.
- il piano di sottotetto non è modellato esplicitamente. La porzione di muratura soprastante i muri dell'ultimo livello è tenuta in conto attraverso un carico aggiuntivo equivalente, uniformemente distribuito in modo lineare lungo la direzione di massimo sviluppo in pianta dei pannelli.
- il piano interrato, che interessava solo una parte della pianta, non è stato modellato.
- i solai sono considerati infinitamente rigidi nel proprio piano, assumendo – qualora consentito dai programmi di calcolo – proprietà di rigidità equivalenti a quelle di una lastra di spessore di 5 cm con modulo di Young e a taglio pari a quelli del calcestruzzo.

Nel seguito sono descritte le caratteristiche assunte quindi per la struttura benchmark n°5.

DATI GEOMETRICI E DETTAGLI COSTRUTTIVI

L'edificio è in muratura portante in blocchi di pietra a spacco. La tessitura muraria presenta una discreta regolarità con una buona qualità della malta e una ricerca nella disposizione dei blocchi che fornisca un certo ammassamento trasversale fra i due paramenti. Le pareti hanno uno spessore definito in Figura 1 e 2, indicato già al netto dello spessore dell'intonaco.

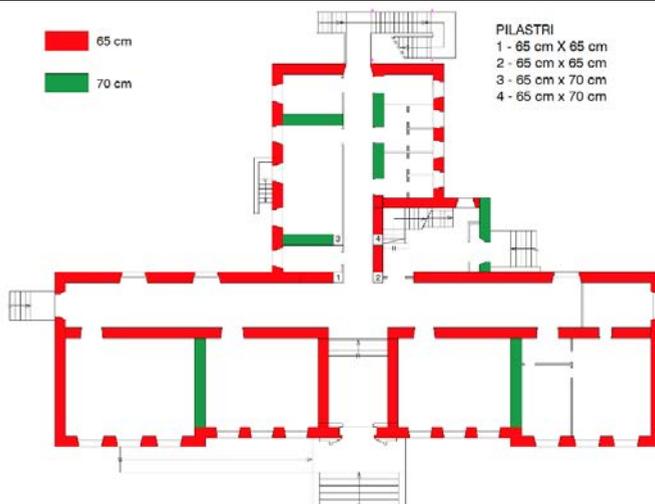


Figura 1 – Identificazione dello spessore delle pareti del Piano Terra.

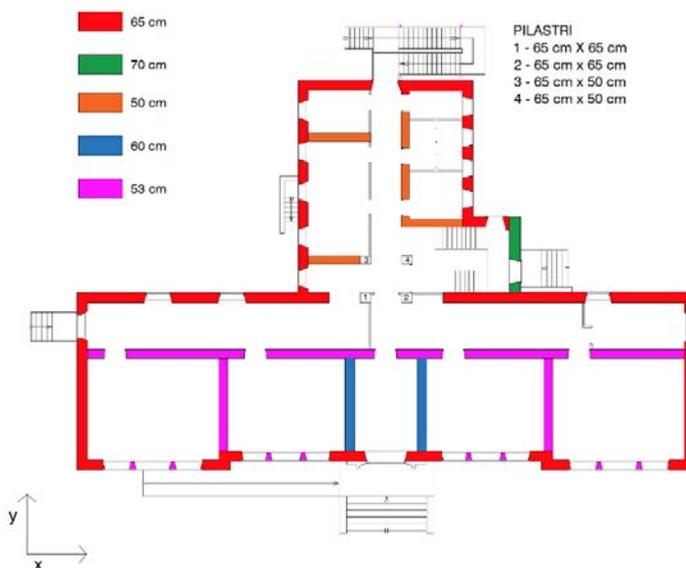


Figura 2 – Identificazione dello spessore delle pareti del Piano Primo.

Per quanto riguarda i sottofinestra, essi sono di spessore ridotto rispetto alle porzioni murarie adiacenti. Le piante riportate in Figura 3 e 4 chiariscono, attraverso opportuni retini, gli spessori da adottare nel modello di calcolo. Quando non precisato, lo spessore è da assumere uguale a quello della parete come chiarito nelle figure 1 e 2.

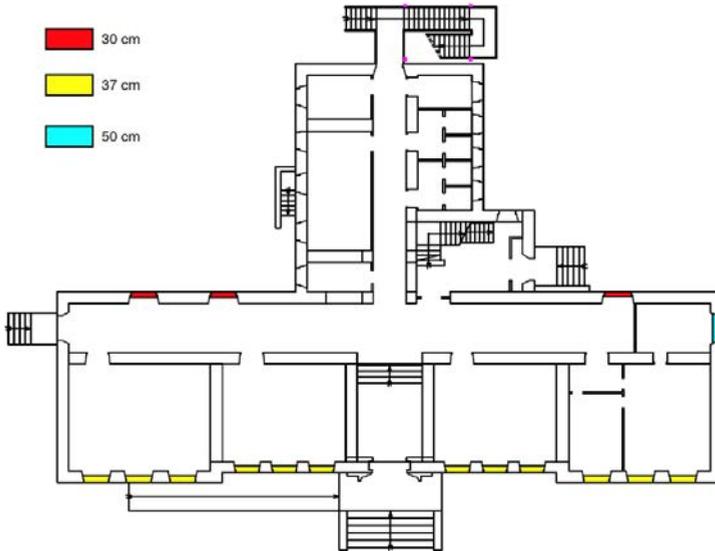


Figura 3 – Identificazione dei sottofinestra del Piano Terra.

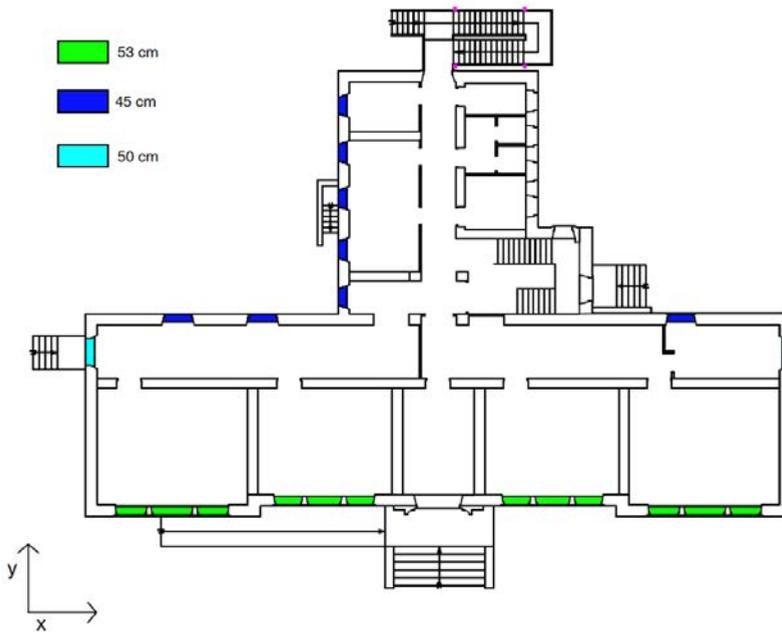


Figura 4 – Identificazione dei sottofinestra del Piano Primo.

Il sistema di fondazioni risulta in continuità ai muri perimetrali e costituito da muratura in blocchi di pietra non squadrate per una larghezza stimata di 60 cm poggianti sul terreno.

L'ammorsamento tra le pareti ed il collegamento tra pareti e orizzontamenti è assunto efficace.

VARIANTI ANALIZZATE

Sono definite due configurazioni delle fasce murarie, da applicare in maniera omogenea su tutta la struttura, in particolare:

- **Caso A:** nessun cordolo in calcestruzzo armato o catena accoppiati alle fasce;
- **Caso C:** fasce accoppiate ad elementi resistenti a trazione (cordolo in calcestruzzo armato).

Per il cordolo si assume una sezione pari a $0.22x$ il corrispondente spessore dei muri (al piano rialzato il pacchetto del solaio è alto 22 cm) e $0.14x$ il corrispondente spessore dei muri (in copertura) con armature longitudinali $4\phi 12$. Le staffe sono previste in acciaio dolce, con barre lisce $\phi 6$ a due braccia con passo 25 cm.

Come lunghezza efficace del cordolo si è ipotizzata quella a tutta lunghezza.

I cordoli sono disposti lungo tutte le pareti, sia quelle perimetrali che quelle interne. Nei casi in cui non sia presente una parete portante (ad esempio nei corridoi), può risultare ambiguo se inserire o no il cordolo non essendoci una parete. La Figura 5 chiarisce dove modellare i cordoli. L'elemento in corrispondenza del tratto indicato in rosso potrebbe non essere strettamente necessario ai fini della modellazione ed è stato comunque assunto non caricato dai solai.

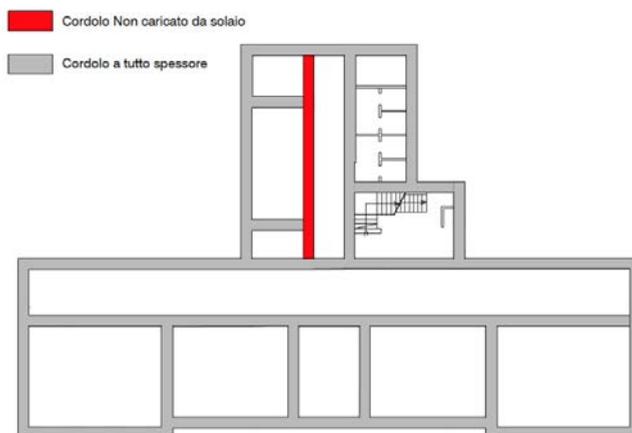


Figura 5 – Identificazione dei cordoli del Piano Terra.

PARAMETRI MECCANICI

ELEMENTI IN MURATURA

Le strutture verticali sono realizzate con una muratura omogenea nella parete, cioè non ci sono differenze nei sottofinestra e soprafinestra. Tale muratura fa riferimento a due differenti tipologie la cui localizzazione in pianta è riportata nelle Figure 6 e 7. Esse sono indicate come:

1. MUR1: tipologia di base presente in modo esteso nell'edificio costituita da muratura in blocchi di pietra a spacco (nell'apparecchio murario si nota infatti una ricerca nella regolarità dei giunti orizzontali anche se i blocchi non possono essere definiti quadrati). Si tenga presente che alcune pareti murarie di questa tipologia hanno subito interventi di consolidamento con iniezioni di malta (CONS) e/o con inserimenti di pilastri in mattoni pieni (MUR2);
2. MUR2: muratura in mattoni pieni e malta di calce. Questa tipologia è presente in maniera più sporadica nella struttura.

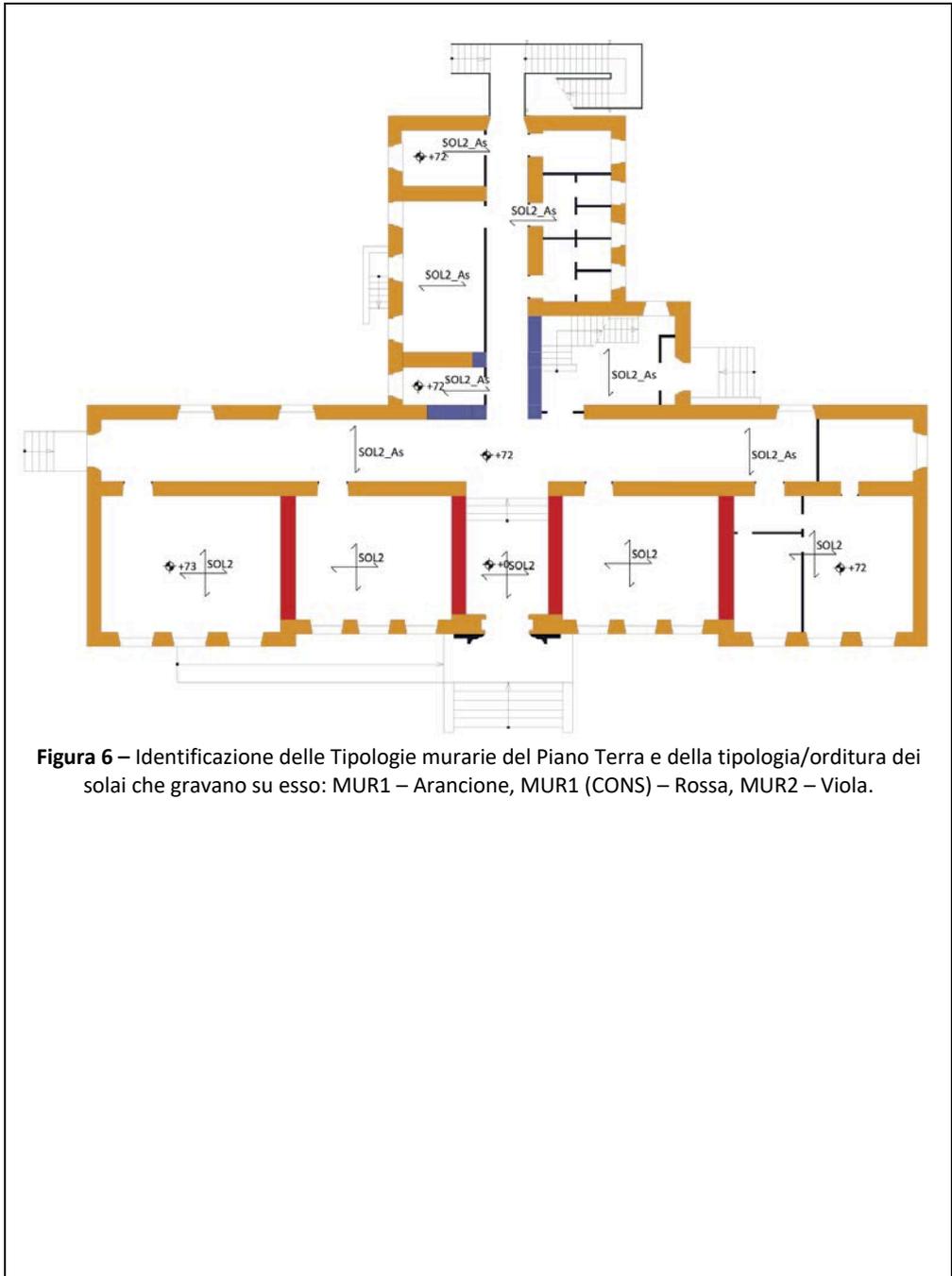


Figura 6 – Identificazione delle Tipologie murarie del Piano Terra e della tipologia/orditura dei solai che gravano su esso: MUR1 – Arancione, MUR1 (CONS) – Rossa, MUR2 – Viola.

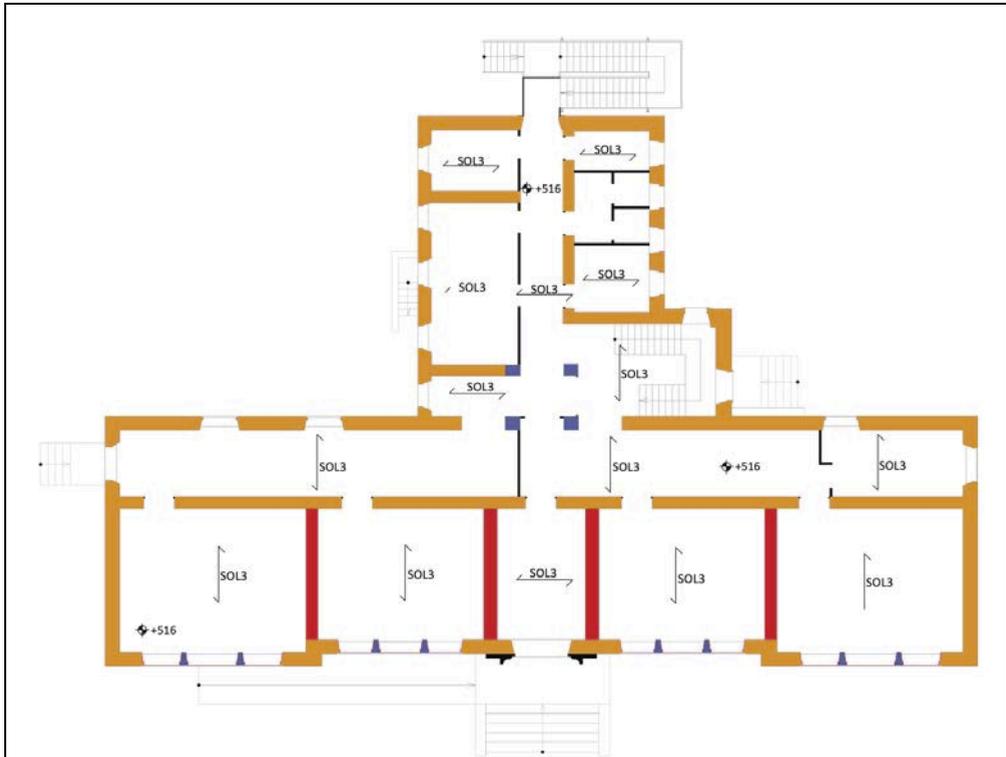


Figura 7 – Identificazione delle tipologie murarie del Piano primo e della tipologia/orditura dei solai che gravano su esso: MUR1 – Arancione, MUR1 (CONS) – Rossa, MUR2 – Viola.

Relativamente ai parametri meccanici, sono adottati i valori espressi in Tabella 1 per le due classi di muratura presenti nella struttura. Nel caso della muratura consolidata tramite iniezioni, è utilizzato il coefficiente 1.5. Il livello di conoscenza assunto è l'LC2, che implica l'applicazione del FC pari a 1.2 sia ai parametri di resistenza della muratura in mattoni che a quella in pietra a spacco.

Tabella 1 – Parametri meccanici delle tipologie di muratura presenti.

Tipologia di muratura		f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
MUR 1	Non consolidata	320	6.5	1740	580	21
	Consolidata	480	9.75	2610	870	
MUR 2 (medi moltiplicati per 1.5)		480	11.4	2250	750	18

E= modulo di Young della muratura (in direzione verticale)
G= modulo a taglio della muratura
w = peso specifico della muratura
 f_m = resistenza a compressione della muratura
 τ_0 = resistenza a taglio della muratura per fessurazione diagonale

Tali moduli sono da intendersi rappresentativi di una condizione elastica iniziale. Le analisi statiche non lineari fanno riferimento ad uno stato fessurato che è da ottenersi applicando un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5.

ALTRI MATERIALI

ACCIAIO:

Armature longitudinali e staffe: carico di rottura per trazione pari a 42 kg/mm^2 e con limite di snervamento pari a 30 kg/mm^2 , allungamento di rottura pari al 20%;

CLS: Classe C12/15.

Anche nel caso degli altri materiali presenti è stato adottato un valore di FC pari a 1.2 da applicare ai parametri meccanici di resistenza.

IPOSTESI COMUNI ADOTTATE PER LA IDEALIZZAZIONE IN TELAIO EQUIVALENTE DELLE PARETI

Le seguenti figure definiscono preliminarmente la geometria dei maschi e delle fasce da adottare in sede di analisi nel caso di modello a telaio equivalente.

Per i valori dettagliati di ciascun elemento è necessario riferirsi al file *.dwg* allegato.

Nel caso di modelli di dettaglio, quali ad esempio ad elementi finiti, la definizione della geometria dei pannelli è comunque utile per definire alcune sezioni di riferimento su cui effettuare dei confronti in termini di caratteristiche di sollecitazione generalizzate.

Per l'allineamento degli elementi fare riferimento all'asse baricentrico delle pareti riportato nella pianta seguente.

Per lo spessore dei maschi murari si è fatto riferimento alle piante presenti nella sezione "BREVE DESCRIZIONE e DATI GEOMETRICI" in cui, con degli appositi retini, sono stati evidenziati quelli adottati per ciascun tratto di parete. Si osservi che anche nel caso dei pilastri sono riportate le dimensioni da adottare.

La linea tratteggiata nelle figure definisce la quota media di solaio.

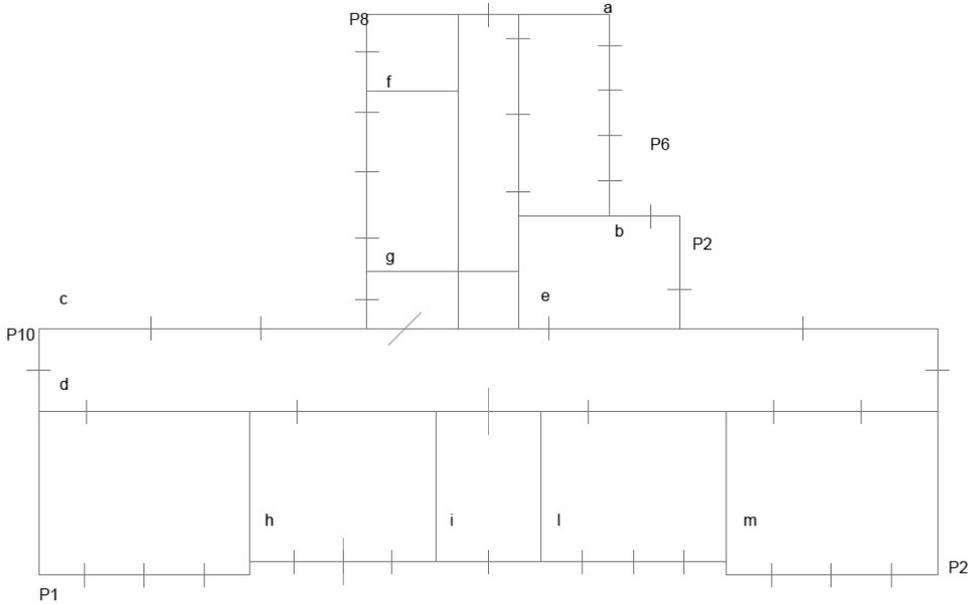


Figura 8 – Identificazione delle pareti.



Figura 9 – Legenda della Mesh.

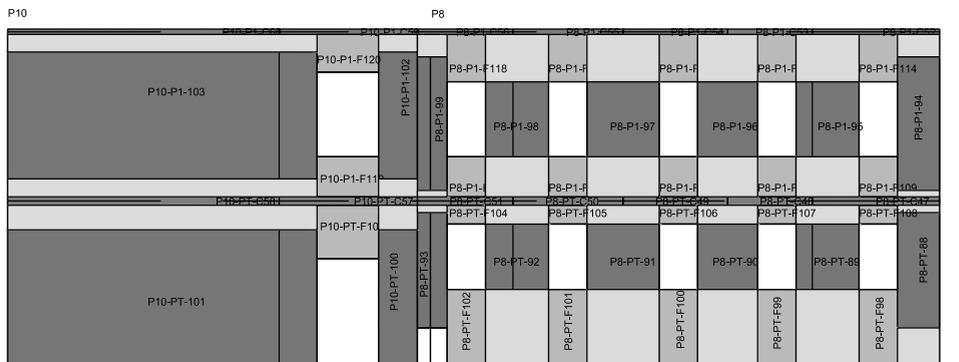


Figura 10 – Mesh P8 e P10.

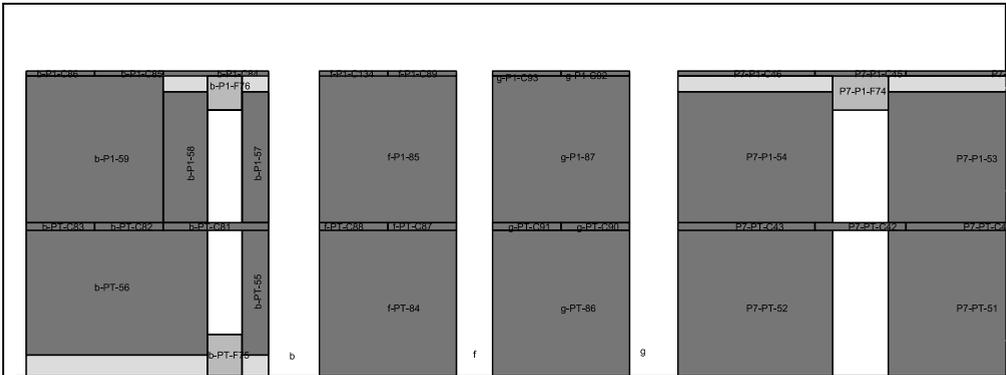


Figura 11 – Mesh pareti: b, f, g ed a.

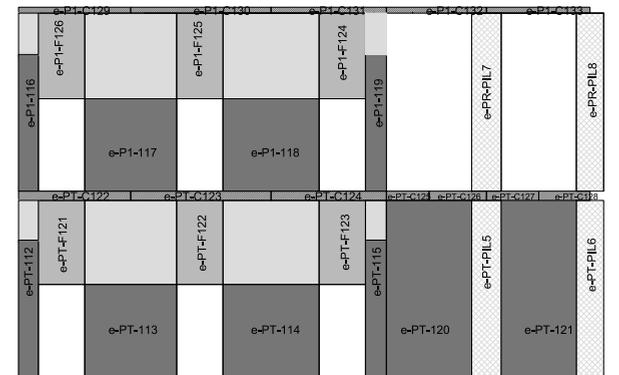


Figura 12 – Mesh della parete e.

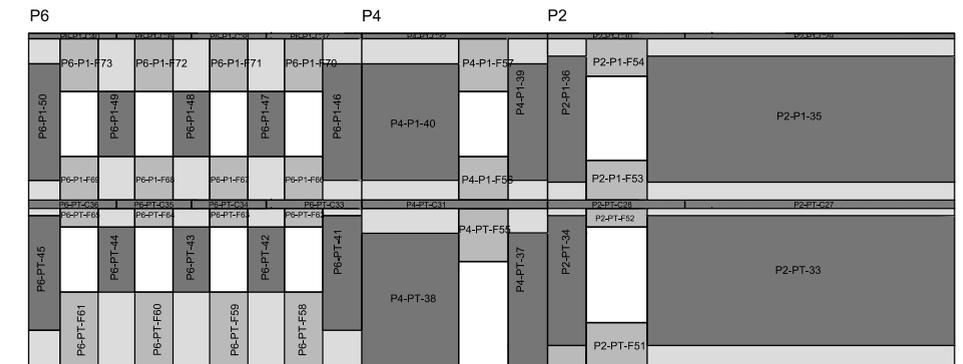


Figura 13 – Mesh pareti: P6, P4 e P2.

SOLAI INTERMEDI DI PIANO

Gli orizzontamenti della struttura sono classificabili in tre tipologie, la cui localizzazione in pianta ed orditura (per i piani rialzato e primo) è stata riportata nelle Figure 6 e 7. Le tipologie sono:

1. SOL1: sono i solai che scaricano direttamente a terra (da non modellare esplicitamente). Il solaio è formato da una soletta armata in calcestruzzo poggiante direttamente sul terreno e finitura in mattonelle di cotto, per uno spessore totale di 6 cm circa;
2. SOL2: solaio in latero-cemento a doppia orditura formato da travetti (8x17 cm) armati con 1 o 2 ferri $\phi = 8/10$ mm, laterizi forati (32x17 cm), soletta in calcestruzzo armata di altezza 5 cm, sottofondo di 2,5 cm e finiture superiore di 2,5 cm e inferiore 2 cm per uno spessore totale di 35 cm circa. L'interasse dei travetti è di 40 cm circa;
3. SOL2_As: solaio in latero-cemento a singola orditura di stratigrafia analoga a SOL2. L'interasse dei travetti è di 30 cm circa.
4. SOL3: solaio di sottotetto in profilati NP140 di altezza 8 cm ad interasse di 100 cm e laterizio forato, completato con materiale inerte di riempimento.

Nella Tabella 2 si riportano i carichi permanenti relativi ai suddetti solai.

Tabella 2 – Carichi permanenti dei solai.

Elemento	w [kN/m ²]
SOL2	5.15
SOL2_s	4.85
SOL3	1.92

Nonostante le differenti tipologie presenti, per la modellazione i solai sono assunti rigidi facendo riferimento ad una lastra di spessore di 5 cm con proprietà pari a quelle del calcestruzzo. Per quanto riguarda i carichi invece si assumano quelli di Tabella 2.

Per quanto riguarda le direzioni di scarico dei solai si adottino, ove possibile: in quelli a doppia orditura 50%-50%, negli altri casi invece una ripartizione 80%-20% per considerare la presenza della soletta di ripartizione. Sulle % di ripartizione, per i solai del piano primo, si è tenuto anche conto della considerazione al punto seguente "COPERTURA".

Si è assunto un carico accidentale pari a 3 kN/m² per le aule (relativamente ai solai del Piano Terra).

Il coefficiente di combinazione Ψ è stato assunto pari a 0.6.

PIANO SOTTOTETTO

Per quanto riguarda il piano sottotetto si è deciso di non modellarlo esplicitamente, ma di considerare la porzione di muratura soprastante (di tipologia MUR1) attraverso un carico equivalente, come identificato in figura seguente.

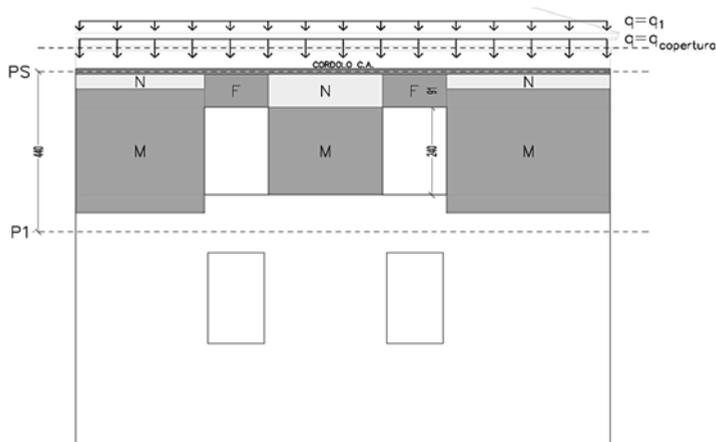


Figura 18 – Schematizzazione dei carichi di sottotetto e copertura.

Per quanto riguarda il carico lineare da applicare sulle **pareti perimetrali** si è considerato quello corrispondente ad un volume di muratura di spessore pari a quello dei muri dell'ultimo livello e altezza pari a 1 m. **Per quelli interni**, la Figura 19 chiarisce su quali muri interni i carichi aggiuntivi derivanti dalle murature di sostegno della copertura debbano essere posizionati e quale altezza considerare per il volume corrispondente.

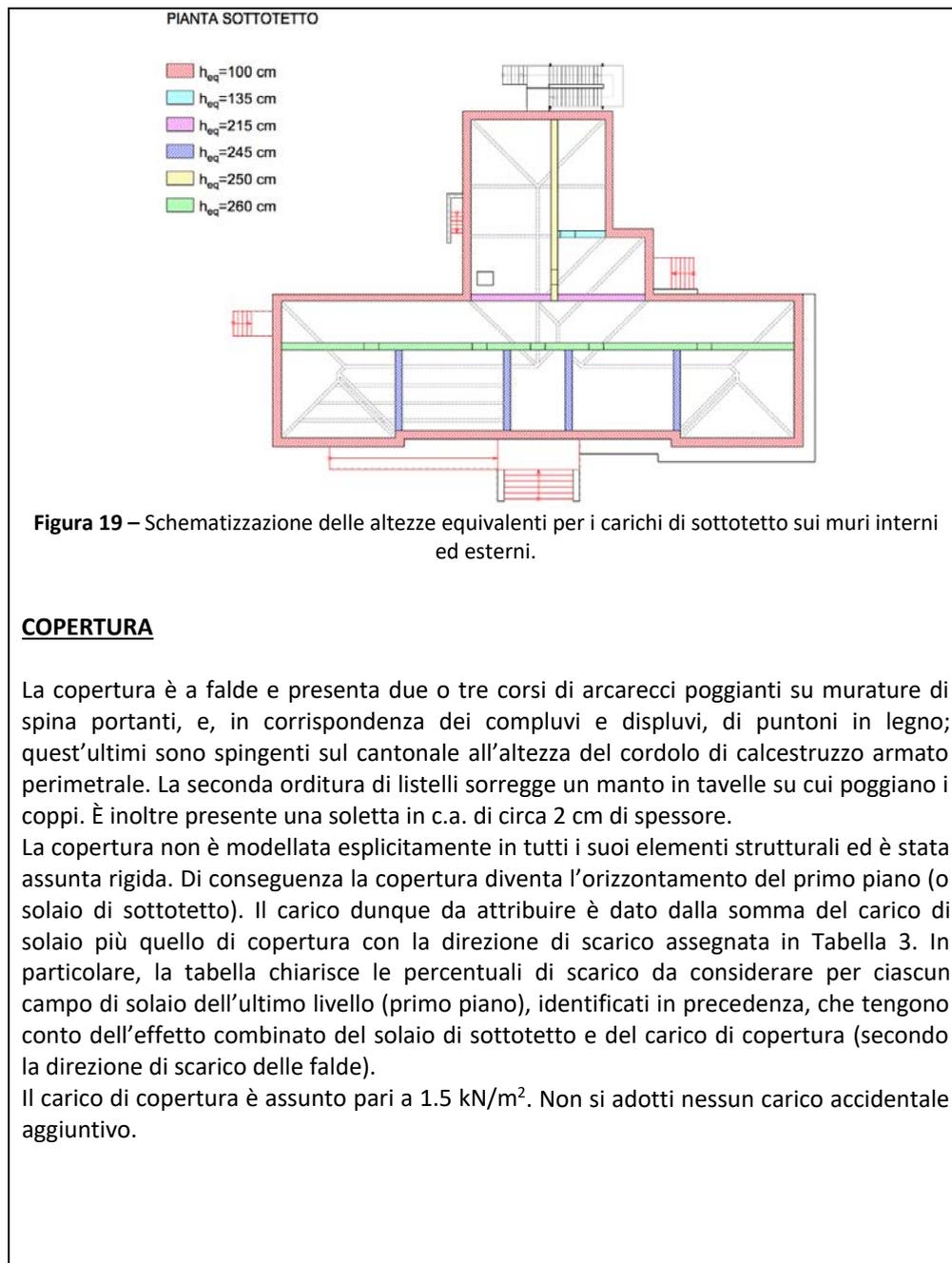


Tabella 3 – Percentuali di scarico da adottare per i campi di solai del Primo Piano identificati in Figura 6.

1	68%-32%
2	78%-22%
3	79%-21%
4	69%-31%
5	84%-16%
6	45%-55%
7	88%-12%

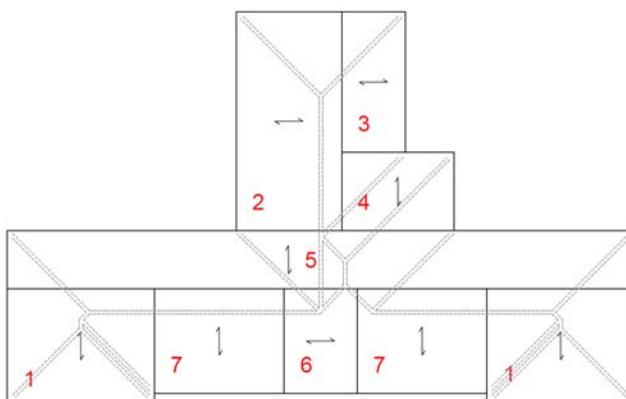


Figura20 – Identificazione dei campi di solai.

SCALE

La scala è costituita da una rampa in calcestruzzo armato che collega il piano seminterrato al piano terra, e ulteriori due rampe e un pianerottolo intermedio che collegano il piano terra al piano primo. Nella modellazione se ne è tenuto conto solo come carico.

Si è assunto inoltre un carico accidentale pari a 4 kN/m^2 e una percentuale di scarico 80%-20%, con 80 nella direzione principale (indicata in Figura 21). Il coefficiente di combinazione Ψ è stato assunto pari a 0.6.

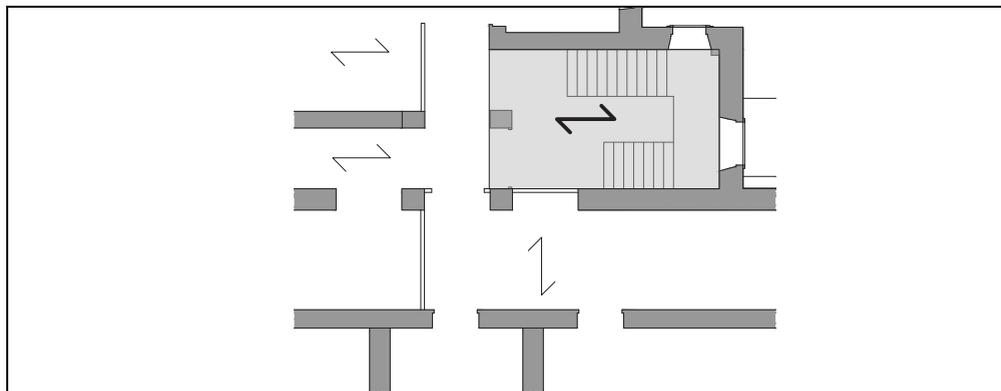


Figura 2 – Identificazione e orditura della scala

ANALISI SUGGERITE

- Analisi modale;
- Analisi statica non lineare con due distribuzioni di forze proporzionale alle masse e masse per altezze, in direzione x e y, verso positivo e negativo, senza eccentricità accidentale aggiuntiva, per cui è necessario raggiungere uno spostamento massimo (u_{max}) corrispondente ad un decadimento del taglio di base del 20%.
- Parametri dello spettro usati al fine del calcolo della massima accelerazione compatibile con lo stato limite ultimo: $S = 1.52$; $TC = 0.714$; $F_0 = 2.363$.

OUTPUT SUGGERITI

- Come dati preliminari del modello sono richiesti:
 - Massa totale;
 - massa dinamica;
 - numero di gradi di libertà
- Relativamente alle analisi modali sono richiesti per i primi 10 modi:
 - Periodo e frequenza
 - Massa e Massa Partecipante in X, Y e Z
- Relativamente alle analisi statiche nonlineari, per ciascuna delle 8 analisi, sono richiesti:
 - Dati relativi alla bilineare equivalente: D_y , D_u e V_y
 - Curva pushover globale per ognuna delle 8 analisi eseguite;
 - Quadro del danno ottenuto in corrispondenza di alcuni punti significativi della curva pushover, esplicitando per ogni elemento la modalità di rottura e il livello di danno raggiunto;
 - Calcolo dell'accelerazione massima compatibile con i seguenti Stati Limite (SL): SL corrispondente al punto di snervamento della bilineare equivalente del sistema; SL corrispondente al raggiungimento dello spostamento ultimo calcolato secondo i criteri definiti nel documento generale.

I punti significativi della curva pushover richiesti per l'analisi del danno sono:

- Quello corrispondente al raggiungimento del 50% del taglio di base massimo (nella fase crescente iniziale)
- Quello corrispondente al raggiungimento del taglio di base massimo;
- Quello corrispondente al raggiungimento del degrado del taglio di base massimo pari al 20% (assunto a riferimento per la definizione dello SLV)
- Quello successivo al raggiungimento dello SLV, quindi ormai in fase di softening (utile per individuare più chiaramente il meccanismo di collasso attivatosi)

BIBLIOGRAFIA

[1] Cattari S, Degli Abbati S, Ottonelli D, Marano C, Camata G E. Spacone, F. da Porto, C. Modena, F. Lorenzoni, G. Magenes, A. Penna, F. Graziotti, R. Ceravolo, G. Miraglia, E. Lenticchia., Fiorini N., Spina D. (2019) Discussion on data recorded by the Italian structural seismic monitoring network on three masonry structures hit by the 2016-2017 Central Italy earthquake. COMPDYN, 24-26 June 2019, Crete, Greece.

[2] Ottonelli, D., Manzini, C.F., Marano, C., Cordasco, E.A., Cattari, S. (2022) A comparative study on a complex URM building: part I—sensitivity of the seismic response to different modelling options in the equivalent frame models. Bull Earthquake Eng, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>

[3] Castellazzi, G., Pantò, B., Occhipinti, G., Talledo, D.A., Berto, L., Camata, G. (2022) A comparative study on a complex URM building: part II—issues on modelling and seismic analysis through continuum and discrete-macroelement models. Bull Earthquake Eng, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01147-4>

ALTRE IPOTESI COMUNI ADOTTATE NEI MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE PER LE ANALISI "A PARITA' DI IPOTESI DI MODELLAZIONE" DISCUSSE NEL DOCUMENTO GENERALE

- le spallette in mattoni presenti in corrispondenza delle aperture, in adiacenza alle porzioni di muratura in pietra che caratterizzano i pannelli portanti verticali, non sono state modellate puntualmente. In particolare, nell'idealizzazione a "telaio equivalente", la larghezza dei maschi è estesa sino al baricentro delle spallette adiacenti.
- Le fasce sono spezzate alla quota del cordolo. Questo è plausibile nel caso C in cui il cordolo è assunto a tutto spessore. Nel caso A è stata assunta la stessa ipotesi per non introdurre questa variazione nel confronto con il caso C.
- Elementi in ca. Essi sono stati modellati – ove possibile, ossia consentito dal *software* – con comportamento non lineare. Per il calcolo del momento e taglio resistente si è assunto per l'acciaio la resistenza a snervamento. Per il calcolo del taglio resistente dei cordoli sono stati assunti i criteri proposti nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 in presenza di sole staffe secondo il modello del traliccio ad inclinazione variabile posta pari a quella che eguaglia la rottura dell'acciaio e del cls.

SCHEDA BENCHMARK n° 6

STRUTTURA BENCHMARK n°6: EDIFICIO COMPLESSO

Analizzato considerando fasce accoppiate ad elementi resistenti a trazione costituiti da cordoli in c.a.

STRUTTURA A CUI SI ISPIRA L'ESEMPIO BENCHMARK n° 6

Il manufatto originario cui si ispira la struttura proposta nel seguito è il municipio di Pizzoli, che si sviluppa su quattro livelli di cui tre fuori terra (piano seminterrato, piano rialzato piano primo e sottotetto), con copertura a padiglione, per un volume costruito complessivo di circa 5000 m³. Presenta una pianta di forma irregolare assimilabile ad una "U" costituita da un corpo di forma rettangolare e da due corpi di dimensioni inferiori ortogonali al primo e ad esso continui e ammassati.

Il manufatto è stato costruito intorno al 1920 e fino al 1974 è stato adibito ad edificio scolastico. Negli anni successivi è stato riconfigurato negli ambienti interni variandone anche la destinazione d'uso da scuola a municipio; destinazione d'uso che ha ricoperto fino agli eventi sismici del centro Italia del 2016 quando, da sopralluogo e scheda Aedes, è stato reso inagibile. La riconfigurazione interna post 1974 prevede una riorganizzazione degli spazi eliminando alcuni muri portanti e realizzando alcune tramezzature per una miglior distribuzione funzionale degli ambienti.

Rispetto alla configurazione originaria, sono state introdotte alcune semplificazioni; in particolare:

- Non sono stati modellati il piano seminterrato (che interessa solo una parte molto modesta della pianta e risulta completamente interrato), né alcuni corpi aggiunti presumibilmente addossati (corpo ascensore esterno e adiacente corpo nord-ovest). Inoltre, è stata trascurata la differenza di quota di fondazione dei pannelli murari perimetrali nel piano rialzato;
- I livelli medi di piano sono stati assunti pari a: $H_{\text{livello1}}=4.16$ m, $H_{\text{tot}}=H_{\text{livello1}}+H_{\text{livello2}}=8.60$ m.
- I balconi sono stati modellati come carico aggiuntivo (carichi permanenti G1 e G2 pari a quelli del solaio di quel piano, carichi variabili Q pari a 4 kN/m²).
- Le nicchie sono state modellate a favore di sicurezza come porte.
- Come sopra accennato, la struttura ha subito intorno al 1974 un cambio di destinazione d'uso (da scuola a municipio) che ha portato alla riconfigurazione

di alcuni ambienti e della posizione di alcune pareti murarie. Le tracce di alcune pareti demolite sono ancora presenti visibili come riseghe e porzioni di muratura emergenti. Nel modello di calcolo, ne è stata trascurata la modellazione esplicita.

- Non sono state modellate le tramezze di spessore minore a 10 cm.
- la copertura non è stata modellata esplicitamente in tutti i suoi elementi strutturali ed è stata assunta rigida. La sua presenza è tenuta in conto in via semplificata nei modelli numerici considerando alla quota dell'ultimo orizzontamento distribuzioni uniformi equivalenti aggiuntive di carico sui diversi campi di solaio (come meglio descritto nella sezione "ORIZZONTAMENTI e CONDIZIONI DI CARICO"), in modo tale da riprodurre coerentemente, in termini di masse sismiche attivabili, la effettiva ripartizione delle azioni sui pannelli murari dell'ultimo livello della struttura.
- il piano sottotetto non è stato modellato esplicitamente. La porzione di muratura soprastante i muri dell'ultimo livello è tenuta in conto attraverso un carico aggiuntivo equivalente, uniformemente distribuito in modo lineare lungo la direzione di massimo sviluppo in pianta dei pannelli (come meglio descritto nella sezione "ORIZZONTAMENTI e CONDIZIONI DI CARICO").
- i solai sono stati assunti rigidi nel proprio piano, assumendo – qualora consentito dai programmi di calcolo – proprietà di rigidezza equivalenti a quelle di una lastra di spessore di 16 cm (pari allo spessore del calcestruzzo reale nella stratigrafia dei solai a disposizione) con proprietà pari a quelle del calcestruzzo.

DATI GEOMETRICI E DETTAGLI COSTRUTTIVI

L'edificio si sviluppa in modo regolare nell'alzato ed è costituito da una muratura portante in blocchi di pietra a spacco con buona tessitura e buona connessione trasversale. Sono presenti listature in mattoni e una malta di buona qualità. L'ammorsamento tra le pareti e il collegamento tra pareti e orizzontamenti è stato assunto efficace, come confermato anche dall'analisi della reale risposta sismica esibita dalla struttura. Le pareti hanno uno spessore definito in **Figura 3** e **Figura 4** tramite apposito retino. Tali spessori derivano da un minimo di razionalizzazione e dai controlli che è stato possibile effettuare in situ e sono indicati già al netto dello spessore dell'intonaco.

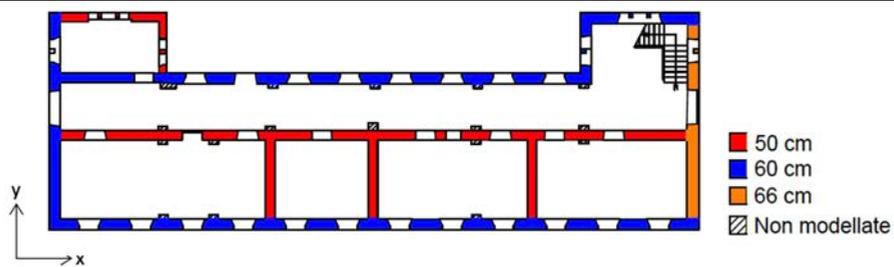


Figura 3 - Identificazione dello spessore delle pareti del Livello 1.

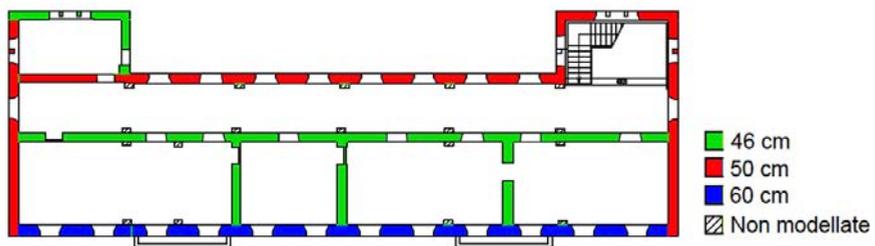


Figura 4 - Identificazione dello spessore delle pareti del Livello 2.

Per quanto riguarda i sottofinestra, essi sono in alcuni casi di spessore ridotto rispetto alle porzioni murarie adiacenti. Le seguenti piante (**Figura 5**) chiariscono attraverso opportuni retini gli spessori adottati nel modello di calcolo. Quando non precisato lo spessore è da assumere uguale a quello dei maschi. I valori sono da intendersi già al netto dell'intonaco, pertanto non sono stati ulteriormente ridotti in fase di definizione del modello strutturale.

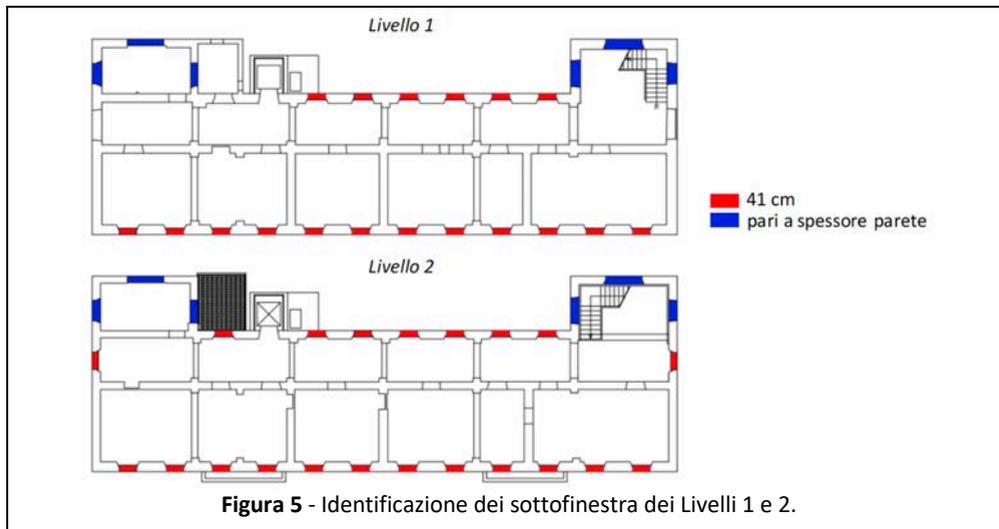


Figura 5 - Identificazione dei sottofinestra dei Livelli 1 e 2.

VARIANTI ANALIZZATE

È stata analizzato il solo **Caso C**, caratterizzato dalla presenza di fasce murarie accoppiate ad elementi resistenti a trazione (cordoli in calcestruzzo armato). I cordoli sono disposti lungo tutte le pareti, sia quelle perimetrali che quelle interne. La **Figura 6** e la **Figura 7** chiariscono quindi dove modellare i cordoli e quali dimensioni assumere. In particolare, al Livello 1 si è ipotizzata la presenza di cordoli larghi quanto lo spessore murario (definito b in figura) e alti 22 cm (pari allo spessore dei solai del piano). Tale ipotesi pare legittima sia per analogia con strutture simili al Municipio di Pizzoli costruite in periodo analogo, sia perché a seguito del sopralluogo è stata rilevata (nel sottotetto) la presenza di cordoli sommitali in c.a. e se ne suppone pertanto per coerenza la presenza anche al Livello 1. Al Livello 2 invece è stata rilevata la presenza di un cordolo perimetrale, ipotizzato largo quanto il muro e spesso 50 cm (misure dedotte dalle fotografie scattate nel sottotetto durante il sopralluogo – cordoli 1 in **Figura 8**), mentre altrove il cordolo è stato assunto (coerentemente con quanto rilevato in loco – vedi cordoli 2 e 3 in **Figura 8**) di larghezza pari allo spessore del muro e spessore 25 cm. Al Livello 1, è stata inoltre modellata la trave (in ciano in legenda) di dimensioni 40 x 20 cm², localizzata in prossimità del vano scala. Come lunghezza efficace dei cordoli è stata assunta quella effettiva. Al fine di garantire la diversa percentuale di redistribuzione dei carichi associata alle ali e alla porzione centrale dell'edificio a livello di copertura (descritta nel dettaglio in **Figura 18** – livello 2), si è reso necessario in alcuni software l'inserimento di ulteriori due travi, la cui posizione è identificata in **Figura 7** mediante linee tratteggiate.

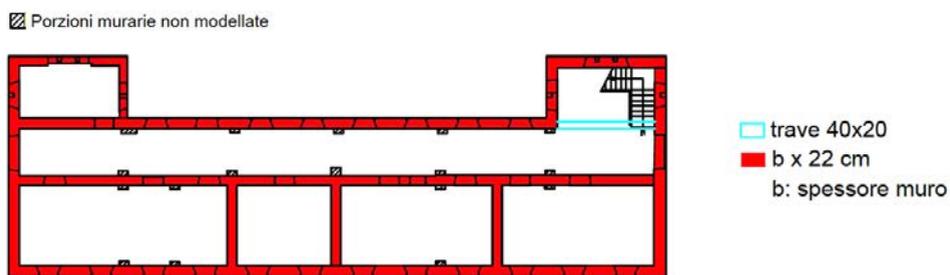


Figura 6 - Identificazione dei cordoli del Livello 1.

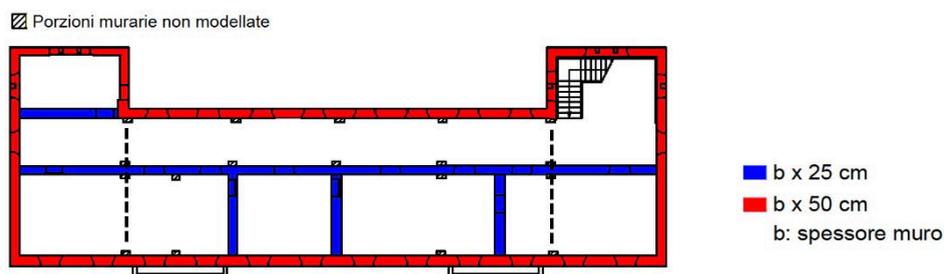


Figura 7 - Identificazione dei cordoli del Livello 2.



Figura 8 – Presenza di cordoli rilevati nel sottotetto.

PARAMETRI MECCANICI

ELEMENTI IN MURATURA

Le strutture verticali sono realizzate da una muratura omogenea nella parete, cioè non ci sono differenze nei sottofinestra e soprafinestra. Tale muratura fa riferimento alla tipologia “Muratura in pietre a spacco con buona tessitura”. La **Tabella 5** sintetizza i

valori dei parametri meccanici adottati nelle analisi. In particolare, essi sono compatibili coi valori medi dell'intervallo proposto dalla Circolare 617 del 2009, a cui sono stati applicati i coefficienti pari a 1.3 (malta buona – da applicarsi sia ai parametri di resistenza sia ai moduli elastici), 1.1 (presenza di listature – da applicarsi ai soli parametri di resistenza) e 1.3 (buona connessione trasversale – da applicarsi ai soli parametri di resistenza). Il FC è stato assunto pari a 1. Si è inoltre assunta la muratura come materiale isotropo, in particolare assumendo lo stesso valore di f_m per la resistenza a compressione in direzione orizzontale (f_{hm}) e di E per il modulo di Young in direzione orizzontale (E_h).

Tabella 5 – Parametri meccanici della tipologia di muratura presente.

Tipologia di muratura	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura + buona connessione trasversale + presenza di listature + malta buona	595	12	2262	754	21

E= modulo di Young della muratura (in direzione verticale)
 G= modulo a taglio della muratura
 w = peso specifico della muratura
 f_m = resistenza a compressione della muratura
 τ_0 = resistenza a taglio della muratura per fessurazione diagonale

Tali moduli sono da intendersi non fessurati, cioè rappresentativi di una condizione elastica iniziale.

Le analisi statiche non lineari fanno riferimento ad uno stato fessurato che è da ottenersi applicando un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5.

ALTRI MATERIALI

Riguardo le caratteristiche degli elementi in calcestruzzo, sono state adottate scelte ritenute realistiche per l'epoca di costruzione della struttura.

ACCIAIO:

- uso di barre lisce; 4 (2+2) $\phi 12$ come barre longitudinali, copriferro pari a $c=3$ cm (con carico di rottura per trazione e limite di snervamento pari a 230 N/mm²) – questo è il valore di riferimento delle armature longitudinali da assumere per il calcolo di H_p che regola la risposta delle fasce; staffe in acciaio, barre lisce, $\phi 10$ quattro bracci con passo 10 cm sia in appoggio sia in campata (con carico di

rottura per trazione e limite di snervamento pari a 230 N/mm^2). In ogni caso, cordoli e travi sono da armarsi a taglio in modo tale da scongiurare meccanismi di rottura a taglio che non trovano riscontro con la realtà e che determinano l'interruzione dell'analisi in alcuni software. Inoltre, si tenga conto che i modelli di capacità previsti per le verifiche delle travi in c.a. sono pensati per travi "nude" di telaio, mentre nel caso in esame il cordolo è confinato dalla presenza delle murature. Con tali finalità, in alcuni SW, solo per il caso delle trave del vano scala (identificata in **Figura 6**) e delle travi delle ali a livello di copertura (identificate con linea tratteggiata in **Figura 7**), tali travi sono state rese elastiche.

CLS: Classe C12/15.

Anche nel caso degli altri materiali presenti è stato adottato un valore di FC pari a 1.

IPOTESI COMUNI ADOTTATE PER LA IDEALIZZAZIONE IN TELAIO EQUIVALENTE DELLE PARETI

Le seguenti figure definiscono preliminarmente la geometria dei maschi e delle fasce da adottare in sede di analisi nel caso di modello a telaio equivalente.

Per i valori dettagliati di ciascun elemento è necessario riferirsi al file *.dwg* allegato.

Per l'allineamento degli elementi fare riferimento all'asse baricentrico delle pareti riportato nella pianta seguente.

Per lo spessore dei maschi murari si è fatto riferimento alle piante presenti nella sezione "DATI GEOMETRICI E DETTAGLI COSTRUTTIVI" in cui, con degli appositi retini, sono stati evidenziati quelli adottati per ciascun tratto di parete.

La linea tratteggiata nelle figure definisce la quota media di solaio.

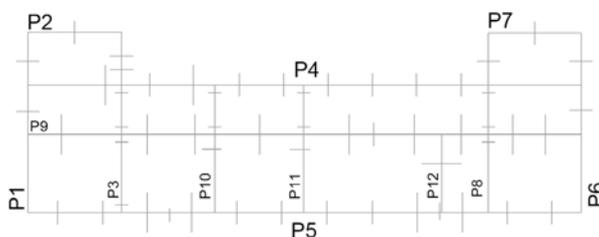


Figura 9 – Identificazione delle pareti.



Figura 10 – Legenda della mesh.

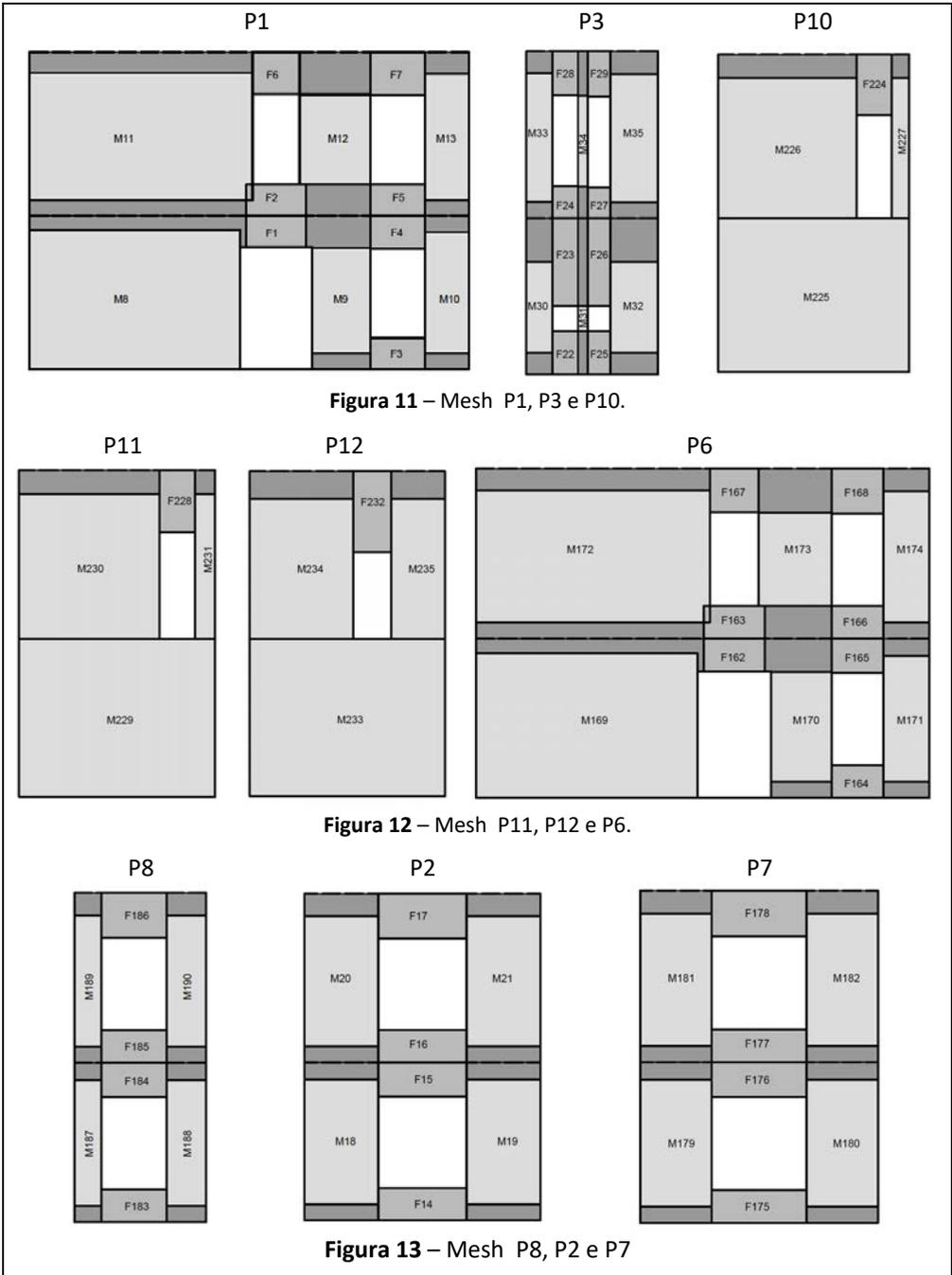


Figura 11 – Mesh P1, P3 e P10.

Figura 12 – Mesh P11, P12 e P6.

Figura 13 – Mesh P8, P2 e P7

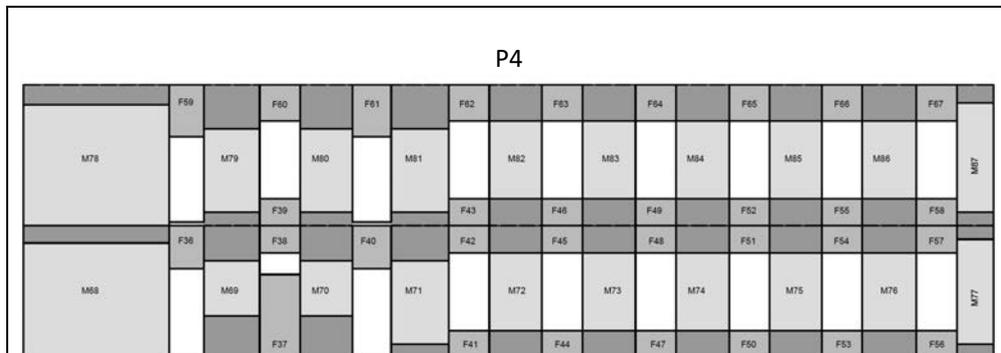


Figura 14 – Mesh P4

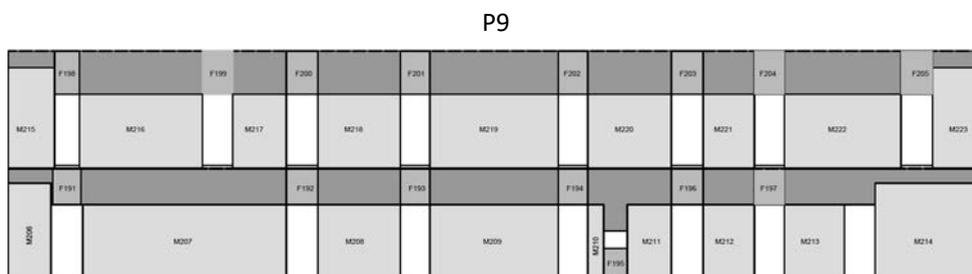


Figura 15 – Mesh P9

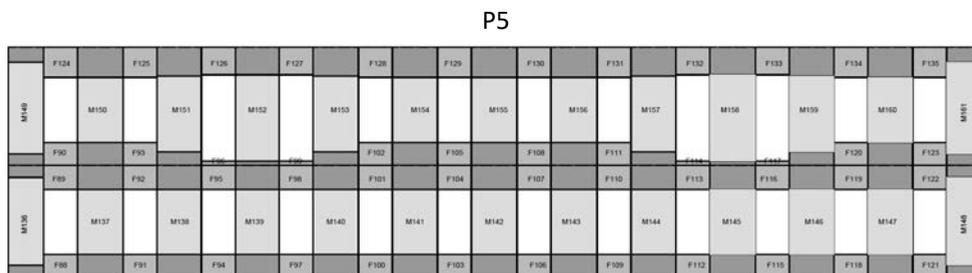


Figura 16 – Mesh P5

ORIZZONTAMENTI e CONDIZIONI DI CARICO

SOLAI INTERMEDI DI PIANO

I solai sono assunti rigidi, facendo riferimento ad una lastra di spessore di 16 cm (pari allo spessore del calcestruzzo reale nella stratigrafia dei solai a disposizione – **Figura 17**) con proprietà pari a quelle del calcestruzzo.

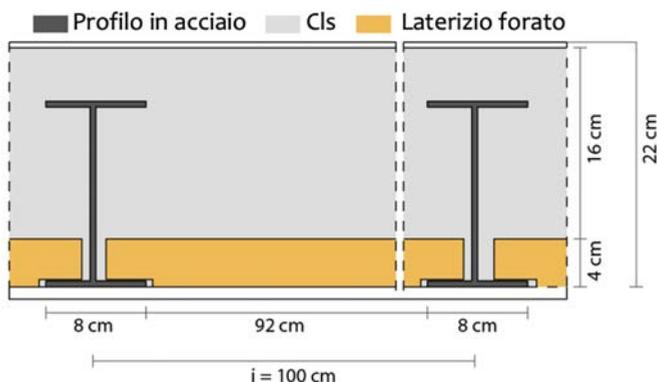


Figura 17 – Sezione tipo di solaio.

Per quanto riguarda i carichi a m^2 sono stati adottati i valori risultanti dalle analisi dei carichi riportati in **Figura 18**.

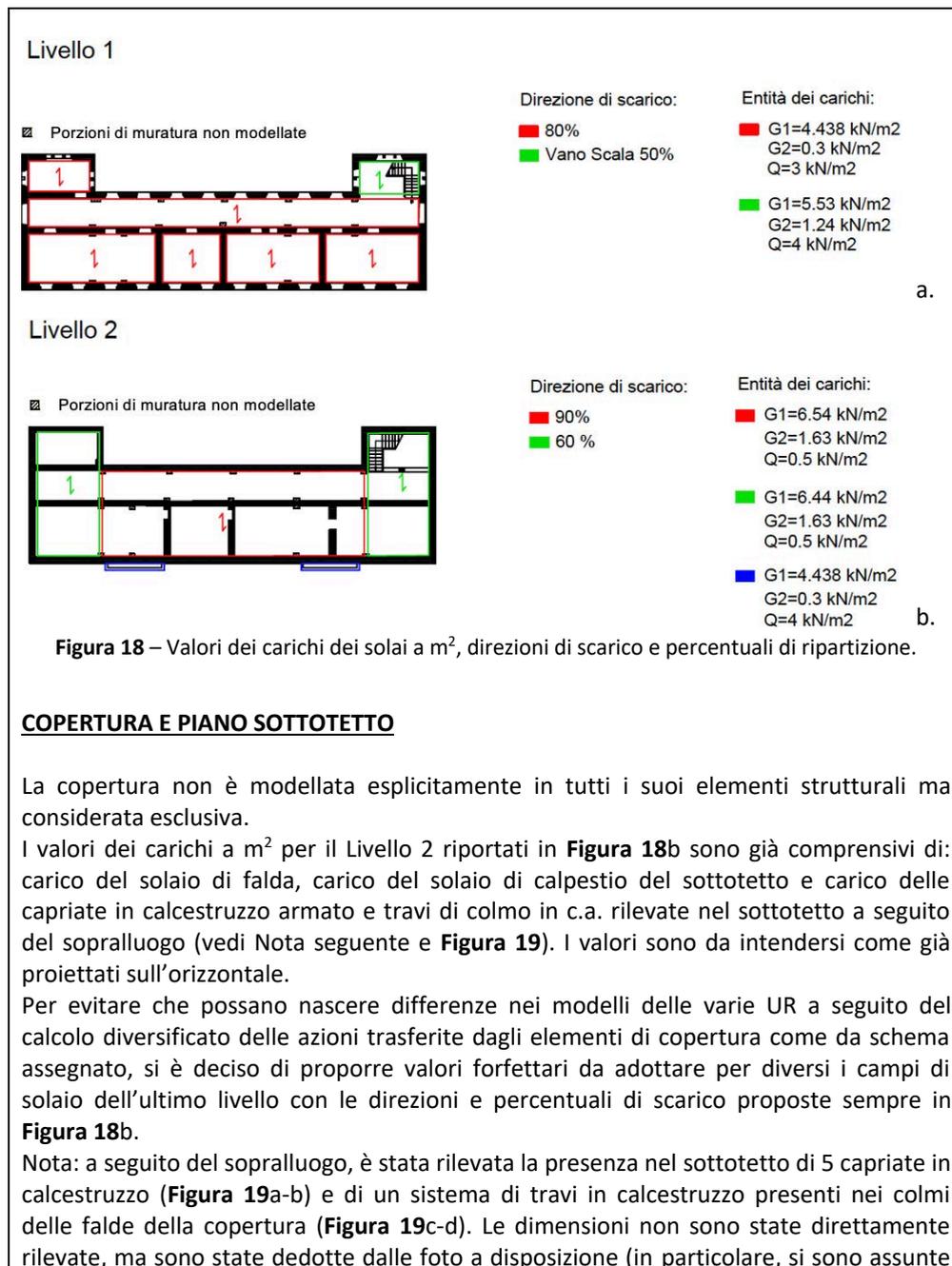
Per quanto riguarda le direzioni di scarico dei solai si adotta:

- al Livello 1 una ripartizione 80%-20% per considerare la presenza della soletta che un poco ripartisce
- per il vano scala una doppia orditura 50%-50%
- al livello 2 la ripartizione è stata calcolata attraverso una media pesata calcolata con il solaio di calpestio del sottotetto.

Sulle percentuali di ripartizione si tenga conto anche delle considerazioni al punto seguente.

La **Figura 18** riassume percentuali di scarico e valori dei carichi a m^2 da adottare nella modellazione. Come

già accennato, i poggioni che gravano sui maschi del piano terra come i campi di impalcato (rappresentati in **Figura 18b** con un retino blu) sono stati considerati esclusivamente come carico aggiuntivo, assumendo i valori dei carichi (permanent G_1 e G_2 pari a quelli del solaio del piano di calpestio e carichi variabili Q pari a $4 \text{ kN}/m^2$, coerentemente con quanto riportato per con la categoria C2 delle NTC).



delle sezioni delle travi pari a 25 x 15 cm). Il valore del carico associato a tali elementi è stato calcolato e considerato come un carico G_2 aggiuntivo, già incluso nei dati assegnati.

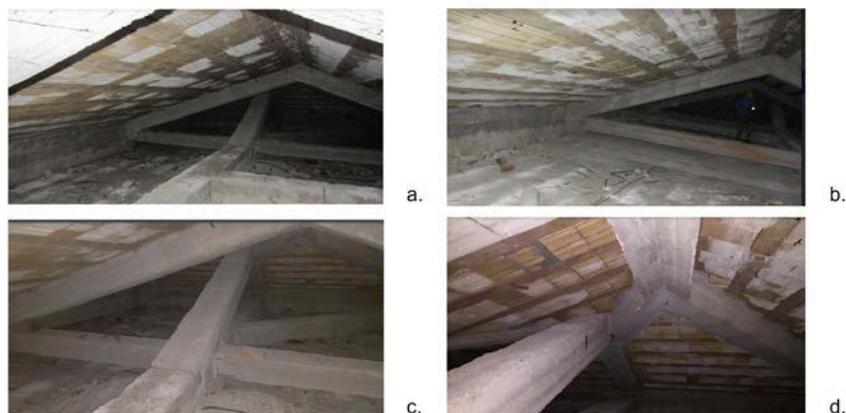


Figura 19 – Fotografie scattate durante il sopralluogo che evidenziano la presenza nel sottotetto di capriate in calcestruzzo armato e travi di colmo delle falde.

Per quanto riguarda il piano sottotetto si è deciso di non modellarlo esplicitamente, ma di considerare la porzione di muratura soprastante l'ultimo orizzontamento in termini di carico equivalente. La **Figura 20** chiarisce i carichi aggiuntivi derivanti dalle murature di sostegno della copertura da applicare alle pareti murarie del secondo livello.

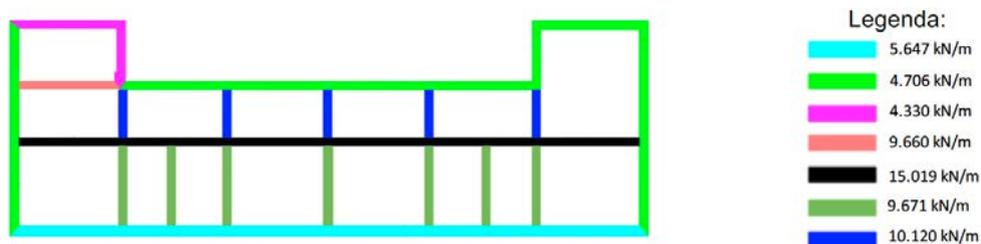


Figura 20 – Carichi a metro lineare dei muri del sottotetto da applicare sopra alle murature del Livello 2.

SCALE

Della scala si tiene conto solo in termini di carico (carichi a m^2 assunti come indicato in **Figura 18**).

Per la scala si è assunta una percentuale di scarico 50%-50%, come già indicato in **Figura**

18a (campitura

verde). Riguardo alla rigidità, è stata assunta analoga a quella degli altri solai (quindi infinita), anche se, a rigore, si potrebbero fare dei ragionamenti per differenziare questa campitura dalle altre, dal momento che l'effetto irrigidente delle sole rampe potrebbe essere minore.

CARICHI ACCIDENTALI

Per quanto riguarda i carichi accidentali, si è assunto:

- 3 kN/m² per tutti gli ambienti (cat. B2 – Uffici aperti al pubblico)
- 4 kN/m² per la scala (cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni)
- Il coefficiente di combinazione Ψ va assunto pari a 0.3 (cat. B2-uffici aperti al pubblico) e 0.6 (per vano scala e balconi – cat. C – ambienti suscettibili di affollamento)
- Carico accidentale in copertura pari a 0.5 kN/m² (cat. H1-copertura e sottotetti accessibili per sola manutenzione).

ANALISI ESEGUITE

- a) Analisi modale
- b) Analisi statica nonlineare (ASNL) con distribuzione di forze proporzionale alle masse, in direzione x e y, verso positivo e negativo, senza eccentricità accidentale. Le analisi si intendono interrotte al raggiungimento di un decadimento del taglio totale di base pari al 20% del massimo. Non è stato applicato il controllo di parete.

OUTPUT SUGGERITI

Come dati preliminari del modello si richiedono:

- massa
- massa dinamica
- numero di gradi di libertà

Relativamente alle analisi modali sono richiesti per i primi 10 modi:

- periodo e frequenza
- massa e massa partecipante in X, Y e Z;

Relativamente alle ASNL, per ciascuna delle 4 analisi, sono richiesti:

- Dati relativi alla bilineare equivalente: d_y , d_u e V_y
Curva pushover globale per ognuna delle 4 analisi eseguite
- Quadro del danno ottenuto in corrispondenza di alcuni punti significativi della curva pushover e per alcune pareti, esplicitando per ogni elemento la modalità

di rottura e il livello di danno raggiunto; in particolare, i punti considerati come significativi per la restituzione del quadro di danno sono:

- passo corrispondente al raggiungimento del taglio di base massimo, in prossimità dello snervamento della bilineare equivalente;
- passo corrispondente al raggiungimento del degrado del taglio di base pari al 20% del massimo.

BIBLIOGRAFIA

[1] Cattari S, Degli Abbati S, Ottonelli D, Marano C, Camata G E. Spacone, F. da Porto, C. Modena, F. Lorenzoni, G. Magenes, A. Penna, F. Graziotti, R. Ceravolo, G. Miraglia, E. Lenticchia., Fiorini N., Spina D. (2019) Discussion on data recorded by the Italian structural seismic monitoring network on three masonry structures hit by the 2016-2017 Central Italy earthquake. COMPDYN, 24-26 June 2019, Crete, Greece.

[2] Degli Abbati, S., Morandi, P., Cattari, S., Spacone, E. (2022) On the reliability of the equivalent frame models: the case study of the permanently monitored Pizzoli's town hall. Bull Earthquake Eng, Volume 20, Issue 4, <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01145-6>

ALTRE IPOTESI COMUNI ADOTTATE NEI MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE PER LE ANALISI "A PARITA' DI IPOTESI DI MODELLAZIONE" DISCUSSE NEL DOCUMENTO GENERALE

- le tracce di alcune pareti demolite durante il cambio di destinazione d'uso subito intorno al 1974 e visibili come porzioni di muratura emergenti non sono state modellate puntualmente, perché considerate non rilevanti ai fini sismici.
- Le fasce murarie sono spezzate alla quota di solaio. Questo è plausibile nel caso C in cui il cordolo è assunto a tutto spessore.
- Si assume di trascurare il contributo alla risposta globale del modello offerto dal comportamento di rigidità e resistenza fuori piano dei pannelli murari.
- Gli elementi in ca. devono essere modellati – ove possibile e se consentito dal *software* – con comportamento non lineare.
- Al fine di scongiurare una possibile rottura prematura (non ritenuta realistica), si suggerisce di modellare la trave del vano scala come elastica. Analoghe considerazioni possono essere applicate anche al caso delle travi delle ali a livello di copertura, necessarie al fine di attribuire una diversa percentuale di scarico della copertura tra la parte centrale e le ali.

CRITERI DI RESISTENZA ASSUNTI PER L'ESEMPIO BENCHMARK n° 6

Nel caso di modello a telaio equivalente con pannelli idealizzati a trave non lineare, sono state adottate per i maschi murari i criteri di resistenza a pressoflessione ed a taglio per fessurazione diagonale.

Il collasso dei pannelli murari è identificato con il raggiungimento di un limite di deformazione ultima il cui valore viene definito diversamente, in base al criterio di

rottura attivatosi. In particolare, devono essere adottati nelle analisi, come valori di drift limite, quelli proposti nella Circolare del 2019:

- Maschio – rottura per taglio: 0.005
- Maschio – rottura per pressoflessione: 0.01
- Fascia – rottura per taglio: 0.005
- Fascia – rottura per pressoflessione:
 - accoppiamento ad un elemento resistente a trazione (Caso C): 0.020

Per quanto riguarda il legame a taglio delle fasce, le analisi sono state svolte considerando fascia priva di resistenza residua. Infine, il contributo a trazione della fascia è trascurato in tutti i casi.

SCHEDA BENCHMARK n° 7

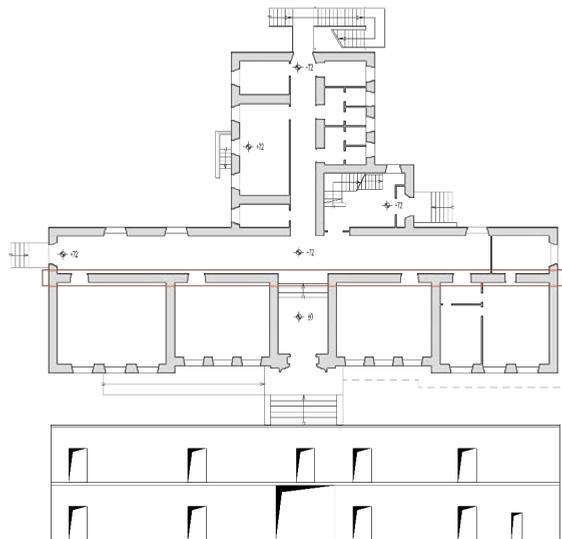
STRUTTURA BENCHMARK n°7: PARETI 2D MULTIPIANO

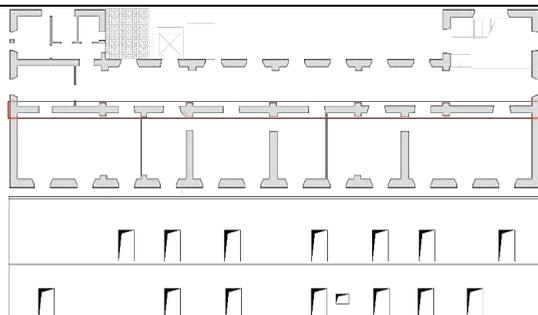
Analizzate al variare dei criteri di idealizzazione a telaio, del comportamento lineare e nonlineare del cordolo

STRUTTURA A CUI SI ISPIRA L'ESEMPIO BENCHMARK n° 7

La parete denominata P1 della struttura benchmark n°7 può essere considerata rappresentativa di muri interni ed anche di facciate esterne di edifici esistenti in muratura.

In particolare, si ispira ad uno dei muri di spina della scuola P. Capuzi di Visso (Macerata), identificato in Figura 1a e rinominato Parete d nella scheda benchmark n°5, la cui dimensione e disposizione di aperture è simile ad un altro muro interno del Palazzo Comunale di Pizzoli (L'Aquila), scheda benchmark n°6, localizzato in Figura 1b.





(b)

Figura 1 – Localizzazione in pianta dei muri interni a cui la parete benchmark è ispirata con relativo prospetto: in (a) la scuola P. Capuzi di Visso ed in (b) il Palazzo Comunale di Pizzoli.

La seconda parete (P2) può essere considerata rappresentativa delle facciate esterne di edifici esistenti in muratura. In particolare, si ispira alla facciata laterale di un edificio in Piazza della Prefettura a L’Aquila, identificato in Figura 2.

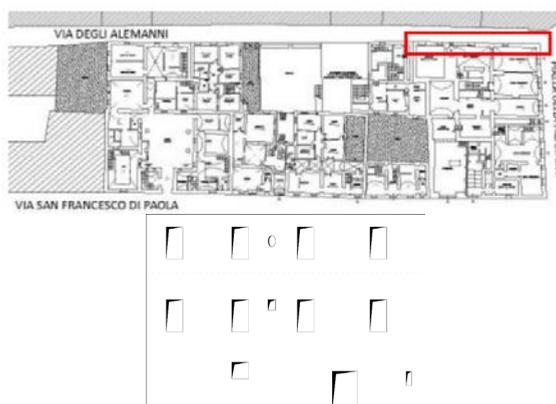


Figura 1 – Localizzazione in pianta della facciata a cui è ispirata la parete P2 con relativo prospetto.

DATI GEOMETRICI

La parete P1 è a due piani con dimensioni pari a 21.7 m di lunghezza, 8.77 m di altezza (rapporto geometrico di 0.4) e spessore di 55 cm.

Sono proposte quattro configurazioni di parete P1.0–3 mantenendo inalterate le dimensioni geometriche globali, ma variando la disposizione ed il numero delle aperture:

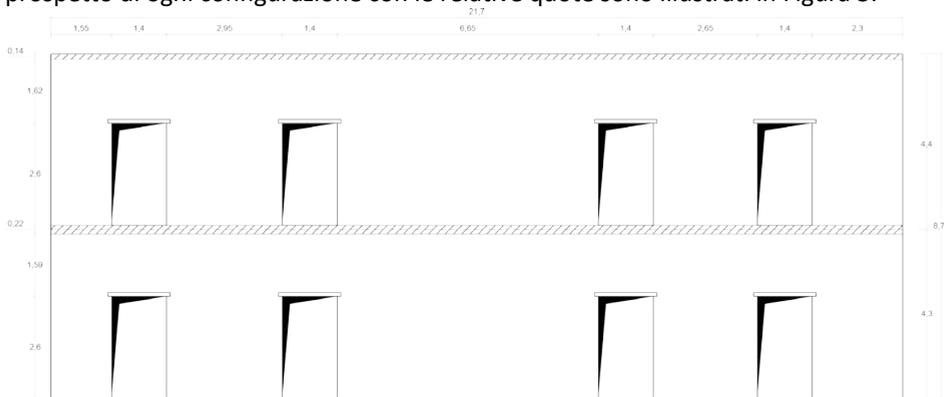
Parete P1.0 con una disposizione regolare delle stesse;

Parete P1.1 con un diverso numero di aperture tra piano terra e primo piano;

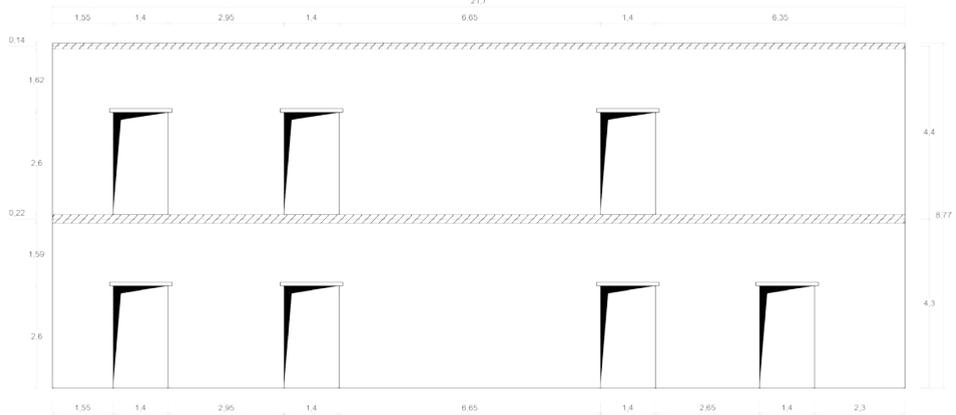
Parete P1.2 con un diverso numero di aperture tra piano terra e primo piano ed introducendo uno sfalsamento verticale;

Parete P1.3 con un numero uguale di aperture al piano terra e primo piano, ma non allineate.

Il prospetto di ogni configurazione con le relative quote sono illustrati in Figura 3.



(a)



(b)

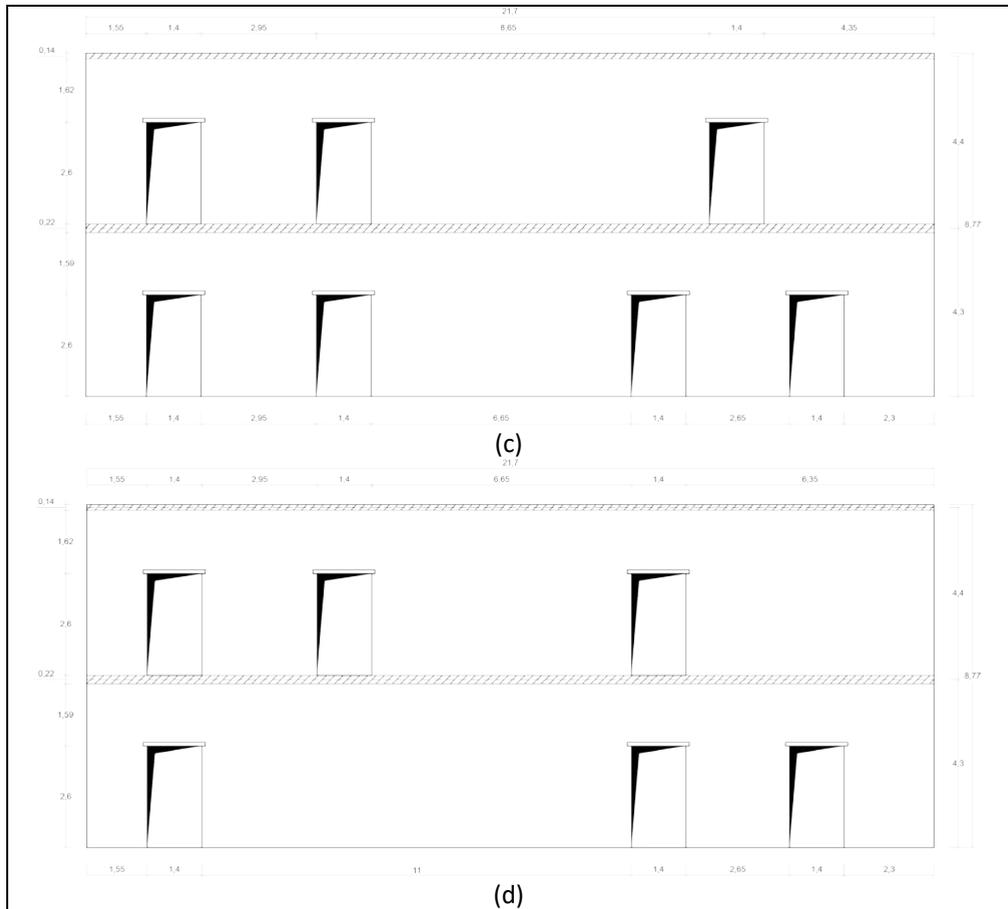


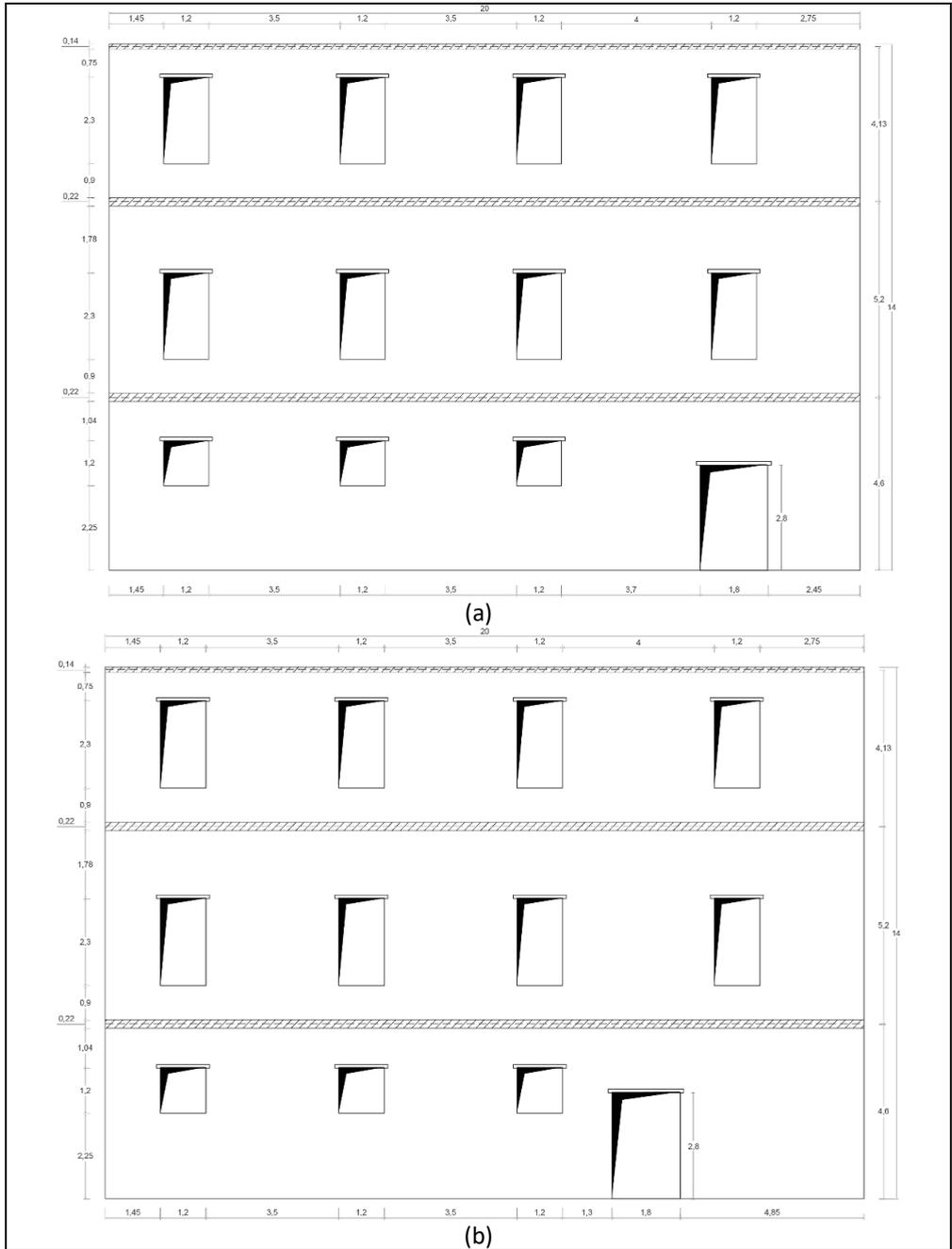
Figura 3 – Geometria delle pareti (a) P1.0, (b) P1.1, (c) P1.2 e (d) P1.3.

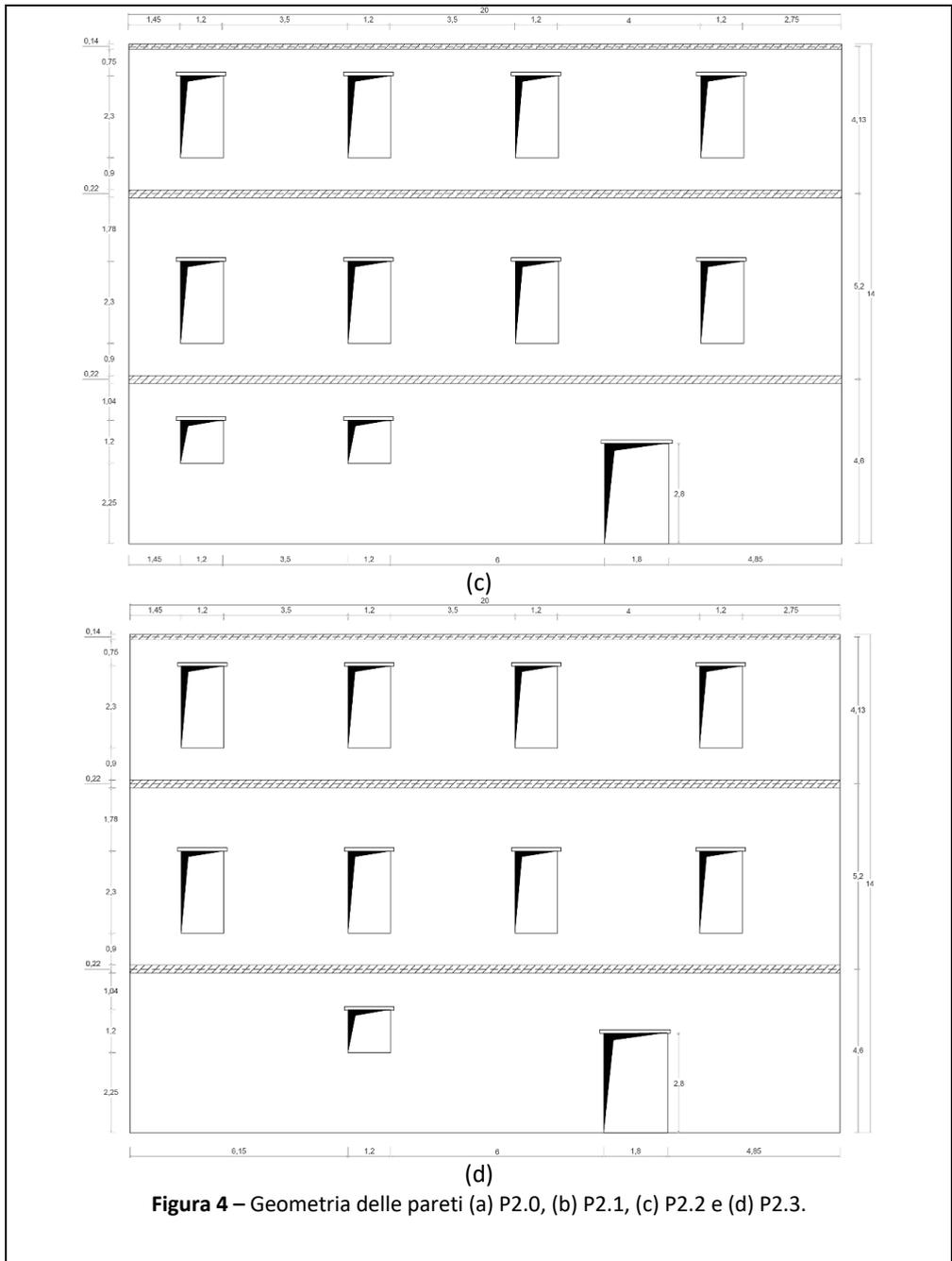
La parete P2 è a tre piani con dimensioni pari a 20 m di lunghezza, 14 m di altezza (rapporto geometrico di 0.7) e spessore di 55 cm.

Anche in questo caso sono considerate quattro configurazioni (P2.0–3) mantenendo inalterate le dimensioni geometriche globali, ma variando la disposizione ed il numero delle aperture:

- a) Parete P2.0 con una disposizione regolare delle stesse;
- b) Parete P2.1 con uno sfalsamento verticale della porta;
- c) Parete P2.2 con uno sfalsamento verticale della porta ed un diverso numero di aperture tra piano terra e piani superiori;
- d) Parete P2.3 con un numero uguale di aperture al piano terra e piani superiori.

Il prospetto di ogni configurazione con le relative quote sono illustrati in **Figura 4**.





DETTAGLI COSTRUTTIVI

Le fasce sono costituite dalla stessa tipologia di muratura della parete (e spessore). Queste sono supportate da un architrave a travetti prefabbricati in latero cemento (di altezza pari a 10 cm) ammortato per 10 cm alle estremità. Si ipotizza la presenza di un cordolo in calcestruzzo armato a livello di piano avente stesso spessore della parete (55 cm). La sua altezza è pari a 22 cm nei livelli intermedi e 14 cm nell'ultimo livello. Il cordolo è armato con 4 barre longitudinali ϕ 12 mm alle due estremità superiori e inferiori della sezione ($A_s = A_s' = 452 \text{ mm}^2$) e due staffe sovrapposte ϕ 8 mm ($A_{st} = 201 \text{ mm}^2$) con passo di 10 cm.

Sulle pareti P1 e P2 grava un solaio in calcestruzzo armato nei piani intermedi (simile al SOL2_A_s definito nella scheda benchmark n°5) ed uno misto acciaio-laterizio (SOL3 nella scheda benchmark n°5) all'ultimo piano oltre alla copertura inclinata a cui è associato un carico distribuito equivalente.

PARAMETRI MECCANICI

La muratura consiste in due paramenti di pietre a spacco, con tessitura abbastanza regolare, con la presenza di alcuni elementi a tutto spessore e di malta di buona qualità. Tale tipologia è compatibile con quella denominata "Muratura in pietre a spacco con buona tessitura" definita nella Circolare 2019 (vedi anche MUR1 Non Consolidata nella scheda benchmark n°5).

Nel range di valori proposti nella Tabella C8.5.I della Circolare 2019 si assume il valor medio dovuto ad un livello di conoscenza intermedio (LC2). Inoltre, le resistenze sono state ulteriormente ridotte dal relativo fattore di confidenza (1.2). Le proprietà meccaniche della muratura sono riportate nella Tabella 1.

I moduli di elasticità normale (E) e tangenziale (G) sono espressi in condizione non fessurata.

Tabella 1 – Proprietà meccaniche della muratura.

	f_d	τ_{0d}	E	G	w
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kg/m ³]
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2.67	0.054	1740	580	2141

f_d : resistenza a compressione; τ_{0d} : resistenza a taglio in assenza di tensioni normali; w : densità.

Cordoli in c.a.

Si adottino le seguenti classi di resistenza per i materiali:

- calcestruzzo: C12/15;
- acciaio: 350 barre lisce.

Le proprietà meccaniche dei materiali sono riportate nelle seguenti tabelle.

Tabella 2 – Proprietà meccaniche del calcestruzzo C12/15.

	f_{cd} [MPa]	G_{fcd} [N/mm]	f_{ctd} [MPa]	G_{fctd} [N/mm]	ν_0 [-]	E_c [MPa]
C12/15	16.67	21.084	1.57	0.085	0.2	25644

f_{cd} : resistenza media a compressione divisa per FC; G_{fcd} : energia di frattura a compressione; f_{ctd} : resistenza a trazione; G_{fctd} : energia di frattura a trazione; ν_0 : coefficiente di Poisson per cls non fessurato; E_c : valor medio del modulo di elasticità normale.

Tabella 3 – Proprietà meccaniche dell'acciaio (barre e staffe).

	f_{yd} [MPa]	f_{td} [MPa]	b [-]	ϵ_{yd} [%]	ϵ_{ud} [%]	E [MPa]
Acciaio barre	245	343	0.00274	0.12	18	200000

f_{yd} : resistenza di snervamento; f_{td} : resistenza a trazione/compressione; b : rapporto tra $E_{post-yielding}$ ed E ; ν : coefficiente di Poisson; ϵ_{yd} : deformazione di snervamento; ϵ_{ud} : deformazione ultima; E : modulo di elasticità normale.

CONDIZIONI DI CARICO e TIPO DI ANALISI SUGGERITE

Sulle pareti P1 e P2 grava un solaio in calcestruzzo armato al primo piano (simile al SOL2_As della scheda Benchmark n°5) ed uno misto acciaio-laterizio (SOL3 della detta scheda).

Il carico permanente strutturale (g) e accidentale (q) dei solai ed il carico risultante in combinazione sismica ($w_{sismica}$) sono elencati in Tabella 4. Il coefficiente di combinazione per carichi accidentali (ψ_2) è quello relativo agli edifici ad uso residenziale (0.3). Si assume una lunghezza di influenza pari a 5 metri per le pareti P1 e 2.5 metri per le pareti P2, considerando che il muro di spina delle configurazioni in P1 supporti i solai in entrambi i lati.

Tabella 4 – Carichi dei solai.

Piano	Tipologia di solaio	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]	$w_{sismica}$ [kN/m ²]
1°	SOL2_As	4.85	2.00	5.45
2°	SOL3	1.92	-	3.42
	Copertura	1.50	-	

ANALISI E OUTPUT SUGGERITI

Analisi statica non lineare con distribuzioni di forze proporzionali alle masse, in verso positivo e negativo, per cui è necessario raggiungere uno spostamento massimo corrispondente al decadimento del 20% del taglio di base.

Di seguito sono riportati i dati relativi alla massa totale delle pareti (considerando gli elementi strutturali ed i carichi di solaio e copertura).

Tabella 5 – Massa totale per le pareti P1 e P2.

Parete	Massa totale [ton]
P1.0	290
P1.1	294
P1.2	294
P1.3	298
P2.0	368
P2.1	368
P2.2	370
P2.3	372

Output suggeriti:

- Curve pushover
- Variazione della reazione verticale durante l'analisi
- Quadro di danno
- Evoluzione delle azioni interne sui maschi di base e rispettivi drift
- Bilineare equivalente della pushover

BIBLIOGRAFIA

[1] F. Parisse et al., "Investigating the seismic response of URM walls with irregular opening layout through different modeling approaches," in Proceedings of the 9th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN), Athens, Greece: M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.), 2023.

ASSUNZIONI COMUNI A TUTTE LE STRUTTURE BENCHMARK

Criteri di resistenza assunti nei modelli per elementi strutturali nelle analisi svolte presentate nella versione v.1.0 del documento generale

Criteri di resistenza e legami costitutivi impiegati nel caso di maschi e fasce murarie

Maschi murari: Nel caso di modello a telaio equivalente con pannelli idealizzati a trave non lineare, sono state adottate per i maschi murari i criteri di resistenza a pressoflessione ed a taglio per fessurazione diagonale le formulazioni riportate nella seguente tabella.

Tabella 1 – Espressioni analitiche di riferimento per il calcolo della resistenza dei maschi murari non armati.

	Formulazione della resistenza	Taglio ultimo corrispondente
Pressoflessione	$M_u = \frac{\sigma_0 l^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$	<p>Il calcolo del taglio ultimo presuppone di correlare il momento al taglio attraverso la posizione del punto di flesso; nell'ipotesi che non vi siano carichi distribuiti lungo l'asse dell'elemento:</p> $V_u^{PF} = \frac{M_u}{h_0} = \frac{Nl}{2h_0} \left(1 - \frac{N}{0.85ltf_d} \right)$ <p>con h_0 altezza del punto di flesso: mensola $h_0 = h_{eff}$ doppio $h_0 = h_{eff}/2$ incastro</p>
Fessurazione diagonale	$V_t = \frac{1.5\tau_{0d}lt}{\beta} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$ <p>con β coefficiente funzione della snellezza dell'elemento, pari a:</p> <p>1 $h_{eff}/l < 1$ h_{eff}/l $1 \leq h_{eff}/l \leq 1.5$ 1.5 $h_{eff}/l > 1.5$</p>	$V_u^{FD} = \frac{1.5\tau_{0d}lt}{\beta} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5\tau_{0d}lt}}$

Simbologia adottata:

- l lunghezza della sezione trasversale dell'elemento;
- t spessore della sezione trasversale dell'elemento;
- h_{eff} altezza efficace dell'elemento (lunghezza della porzione deformabile);
- f_d resistenza a compressione della muratura;
- τ_{0d} resistenza a taglio della muratura per fessurazione diagonale;

σ_0 tensione normale media riferita all'area lorda della sezione dell'elemento;
Il pedice "d" indica i valori di calcolo utilizzati ai fini dell'analisi statica non lineare, ottenuti applicando il fattore di confidenza (FC) ai valori medi delle resistenze assegnati.

Il collasso dei pannelli murari è definito fino al raggiungimento di un limite di deformazione ultima il cui valore viene definito diversamente, in base al criterio di rottura attivatosi:

- a) pressoflessione: 0.6%;
- b) taglio: 0.4%.

Fasce murarie: si adottino per le fasce murarie i criteri di resistenza a pressoflessione ed a taglio secondo le formulazioni riportate nella seguente tabella.

Tabella 2 –Espressioni analitiche di riferimento per il calcolo della resistenza delle fasce murarie non armate.

	Formulazione della resistenza	Taglio ultimo corrispondente
Pressoflessione	<p>Nel caso in cui l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo, in presenza di un elemento resistente a trazione accoppiato all'elemento in muratura la resistenza a pressoflessione si valuta come:</p> $M_u = H_p \frac{h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 f_{nd} h t} \right)$ <p>con H_p pari al minimo fra la resistenza dell'elemento teso ed il valore $0.4 f_{nd} h t$</p>	$V_u^{PF} = \frac{2M_u}{l_{eff}}$
Fessurazione diagonale	$V_t = \frac{1.5\tau_{0d} l_{eff} t}{\beta} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$ <p>con β coefficiente funzione della snellezza dell'elemento, pari a:</p> $1 \quad h/l_{eff} < 1$ $h/l_{eff} \quad 1 \leq h/l_{eff} \leq 1.5$ $1.5 \quad h/l_{eff} > 1.5$	<p>Il calcolo del taglio ultimo è svolto assumendo $\sigma_0 = 0$:</p> $V_u^{FD} = \frac{1.5\tau_{0d} l_{eff} t}{\beta}$
<p>In presenza di azione assiale nota la verifica delle travi di collegamento in muratura viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli verticali (si rimanda in questo caso alla tabella precedente): si riporta in tabella la sola formulazione della resistenza riferita al caso in cui l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo.</p> <p>Simbologia adottata:</p> <p>l_{eff} lunghezza libera dell'elemento (lunghezza della porzione deformabile);</p> <p>t spessore della sezione trasversale dell'elemento;</p> <p>h altezza della sezione trasversale dell'elemento;</p>		

f_{hd} resistenza a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano dell'elemento);
 σ_0 tensione normale media riferita all'area lorda della sezione dell'elemento;
Il pedice "d" indica i valori di calcolo utilizzati ai fini dell'analisi statica non lineare, ottenuti applicando il fattore di confidenza (FC) ai valori medi delle resistenze assegnati.

Si sono adottati per le fasce murarie gli stessi limiti deformativi a collasso:

- a) pressoflessione: 0.6%;
- b) taglio: 0.4%.

Si adotti, nel caso di modelli a telaio equivalente con descrizione dei pannelli murari tramite modelli a trave non lineare, un legame costitutivo bilineare di tipo elasto-plastico.

Criteri di resistenza e legami costitutivi impiegati nel caso di cordoli in calcestruzzo armato

Si adottino i criteri di resistenza a pressoflessione ed a taglio.

Si assumano i seguenti legami costitutivi:

- calcestruzzo: elastico-perf. plastico di tipo "parabola-rettangolo" con limiti deformativi $\epsilon_{c2} = 0.2\%$ ed $\epsilon_{cu} = 0.35\%$.
- acciaio: elastico-perf. plastico indefinito con limite deformativo a snervamento $\epsilon_{sy} = 0.23\%$.

NOTE SPECIFICHE

Si precisa che, nel caso della struttura benchmark n° 5 (edificio complesso), per quanto riguarda il caso C, nel calcolo di H_p (funzione dell'armatura longitudinale del cordolo) si è applicato $H_p/2$ alla fascia superiore e $H_p/2$ a quella inferiore.

ALLEGATO II

SCHEDE DI APPROFONDIMENTO

ELENCO DELLE SCHEDE

Scheda di Approfondimento A

Calibrazione parametri meccanici

Scheda di Approfondimento B

Identificazione della geometria degli elementi strutturali nei modelli a telaio equivalente

Scheda di Approfondimento C

Contributo a pressoflessione fuori piano nei modelli a telaio equivalente

Scheda di Approfondimento D – Parte A

Ruolo delle modalità adottate nei modelli a telaio per gestire l'accoppiamento di pareti incidenti (analisi numeriche con modelli a telaio)

Scheda di Approfondimento D – Parte B

Ruolo delle modalità adottate nei modelli a telaio per gestire l'accoppiamento di pareti incidenti (esempi di prove sperimentali di sistemi flangiati e simulazioni numeriche)

Scheda di Approfondimento E

Sensibilità della curva pushover all'applicazione delle azioni concentrate a livello di piano o distribuite

Scheda di Approfondimento F

Controlli sulla distribuzione dei carichi e delle masse strutturali

Scheda di Approfondimento G

Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico

Scheda di Approfondimento H

Controllo di coerenza della evoluzione della cerniera plastica

Scheda di Approfondimento I

Calcolo analitico di un limite superiore alla soluzione numerica secondo l'ipotesi ideale "shear-type"

Scheda di Approfondimento J

Procedure di controllo per valutare l'affidabilità dei risultati di analisi statiche nonlineari ottenute con modelli al continuo o micro-strutturati

NOTA: I contenuti dell'**Allegato II** sono disponibili online



Finito di stampare nel mese di dicembre 2024 per conto di DoppiaVoce
presso Officine Grafiche Francesco Giannini & Figli S.p.A. – Napoli