



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

v1.0

Prodotto della ricerca nell'ambito del Task 10.3 -
*Validazione/confronto strumenti software per
l'applicazione dei metodi di verifica da norma*

del Progetto ReLUIS (accordo quadro con il Dipartimento
della Protezione Civile 2019-2021)

Novembre 2020

GRUPPO DI LAVORO

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 Abbatì, D. Ottonelli

UniPV (Università di Pavia)

Responsabile Scientifico e Coordinatore del WP10: Prof. G. Magenes

Collaboratori: C.F. Manzini, P. Morandi

UniCH (Università di Chieti-Pescara)

Responsabile Scientifico: Prof. G. Camata

Collaboratori: Prof. E. Spacone, C. Marano

UniCT-a (Università di Catania)

Responsabile Scientifico: Prof. I. Calì

Collaboratori: B. Pantò, F. Canizzaro, G. Occhipinti

UniNA-d (Università Federico II di Napoli)

Responsabile Scientifico: Prof. B. Calderoni

Collaboratori: A.E. Cordasco

UniBO (Università di Bologna)

Responsabile Scientifico: Prof. S. de Miranda

Collaboratori: G. Castellazzi, A.M. D'Altri

IUAV (Università di Venezia)

Responsabile Scientifico: Prof. A. Saetta

Collaboratori: L. Berto, A. Doria, D. Talledo

Per la revisione del documento

Prof. G. Milani (POLIMI - Politecnico di Milano)

DISCLAIMER

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

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.

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 e nel corso della ricerca ancora in corso esso potrà essere ulteriormente ampliato. 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.

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

Direttore Generale – Dipartimento della Protezione Civile

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni – Università di Napoli Federico II

INDICE

1	OBIETTIVI, MODALITA' OPERATIVE ADOTTATE E STRUTTURA DEL DOCUMENTO...	4
2	STRUTTURE BENCHMARK PROPOSTE.....	9
3	ASPETTI CRITICI NELLA MODELLAZIONE E USO DI CODICI DI CALCOLO.....	17
3.1	Modelli per i diversi componenti strutturali dell'edificio	17
3.1.1	Pannelli murari.....	19
3.1.1.1	Maschi murari.....	19
3.1.1.2	Fasce murarie.....	21
3.1.2	Solai.....	23
3.2	Elaborazione del modello.....	26
3.2.1	Modellazione della parete muraria	26
3.2.1.1	Aspetti peculiari dei modelli a telaio equivalente	27
3.2.1.2	Aspetti peculiari dei modelli al continuo	29
3.2.2	Modellazione dei solai.....	30
3.2.3	Modellazione delle connessioni (parete-parete e solaio-parete).....	30
3.3	Esecuzione dell'analisi.....	32
3.4	Fasi di verifica.....	33
3.4.1	Aspetti peculiari dei modelli FEM al continuo.....	33
3.4.2	Aspetti peculiari dei modelli a telaio	33
4	CRITERI DI CONTROLLO DELL'AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI.....	36
5	ANALISI DELLE STRUTTURE BENCHMARK	38
5.1	Quadro delle caratteristiche dei software adottati	38
5.2	Modalità di rappresentazione adottate nei confronti ed interpretazione dei risultati.....	46
5.2.1	Parametri utilizzati nei confronti.....	47
5.3	Struttura benchmark n° 1 – Singolo pannello	59
5.3.1	Struttura benchmark n°1a – pannello in muratura di pietra.....	60
5.3.2	Struttura benchmark n°1b – pannello in muratura di mattoni.....	62
5.4	Struttura benchmark n° 2 – Trilite	66
5.5	Struttura benchmark n° 3 – Parete 2D multipiano.....	73
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.....	75
5.5.2	Confronto delle curve <i>pushover</i> globali e delle relative bilineari equivalenti.....	78
5.5.3	Variazione percentuale delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente.....	81

5.5.4	Confronto della variazione dello sforzo normale nei maschi siti al piano terra.....	82
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.....	84
5.5.6	Confronto delle curve taglio-spostamento dei maschi siti al piano terra.....	92
5.6	Struttura benchmark n° 4 – Edificio monocellula bipiano.....	95
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.....	99
5.6.2	Confronto delle curve <i>pushover</i> globali	102
5.6.3	Variazione percentuale delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente...103	
5.6.4	Confronto della variazione dello sforzo normale nei maschi siti al piano terra della parete di Tipo A	106
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	110
5.7	Struttura benchmark n° 5 – Edificio complesso	115
5.7.1	Confronto delle masse totali.....	116
5.7.2	Confronto dei parametri dinamici stimati dall'analisi modale.....	118
5.7.3	Confronto delle curve <i>pushover</i> globali	126
5.7.4	Variazione percentuale delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente...129	
5.7.5	Confronto della modalità di rottura predetta dai software	134
5.7.6	Calcolo dell'accelerazione massima compatibile con vari stati limite	152

RIFERIMENTI DEI SOFTWARE DI CALCOLO IMPIEGATI NELLA RICERCA

ULTERIORE BIBLIOGRAFIA DEL GRUPPO DI LAVORO

ALLEGATO I – Schede delle Strutture Benchmark

ALLEGATO II – Schede di Approfondimento

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 e 2019-2021). L'attività di ricerca - che è ancora in corso - 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:

- 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.

¹ **UniGE** (Università di Genova) – Responsabile Scientifico: Prof. S. Cattari, Collaboratori: S. Degli Abbatì, D. Ottonelli; **UniPV** (Università di Pavia) – Responsabile Scientifico: Prof. G. Magenes, Collaboratori: C.F. Manzini, P. Morandi; **UniCH** (Università di Chieti-Pescara) – Responsabile Scientifico: Prof. G. Camata; Collaboratori: Prof. E. Spacone, C. Marano; **UniCT-a** (Università di Catania) – Responsabile Scientifico: Prof. I. Calì; Collaboratori: B. Pantò, F. Canizzaro, G. Occhipinti; **UniNA-d** (Università di Napoli) – Responsabile Scientifico: Prof. B. Calderoni; Collaboratori: A.E. Cordasco; **UniBO** (Università di Bologna) – Responsabile Scientifico: Prof. S. de Miranda; Collaboratori: G. Castellazzi, A.M. D'Altri; **IUAUV** (Università di Venezia) – Responsabile Scientifico: Prof. A. Saetta; Collaboratori: L. Berto, A. Doria, D. Talledo

- 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

- **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*”

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 cinque 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 .

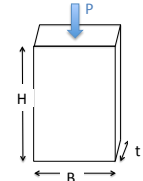
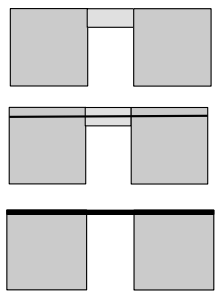
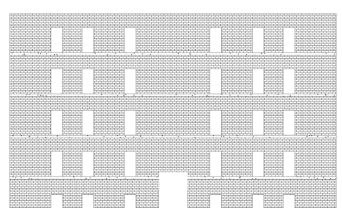
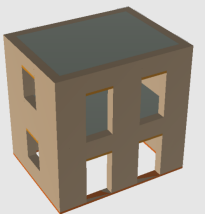
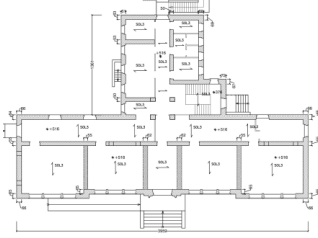
Struttura benchmark	Varianti analizzate	Finalità
<p>Singolo pannello</p>  <p><i>si veda la Scheda benchmark 1</i></p>	<p>1a - In pietra a spacco di fissata geometria al variare di due condizioni di vincolo: Caso I: incastro Caso II: mensola</p> <p>1b - In mattoni pieni e malta di calce per fissato vincolo (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>Trilite</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 trilite alcuni effetti risultano più marcati.</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 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; 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 Scheda benchmark 5</i></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>

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
- **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

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), 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.

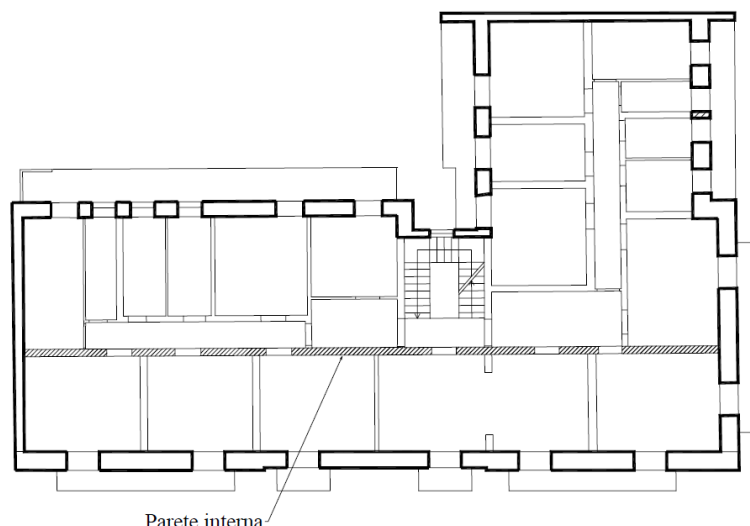


Figura 1 – Edificio di via Martoglio: posizione della parete interna analizzata nella scheda benchmark 3.

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.

Infine, la quinta ed ultima 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

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.



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)



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)

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, *COMPdyn 2019*, Crete 24-26 June 2019.
- 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.

I contenuti di questo capitolo sono da intendersi come un inquadramento iniziale a tali aspetti e saranno oggetto da parte del gruppo di lavoro di futuri sviluppi nel proseguo della ricerca che è ancora in corso nell'ambito del progetto ReLUIS (accordo quadro ReLUIS-DPC 2019-2021).

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 5** 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).

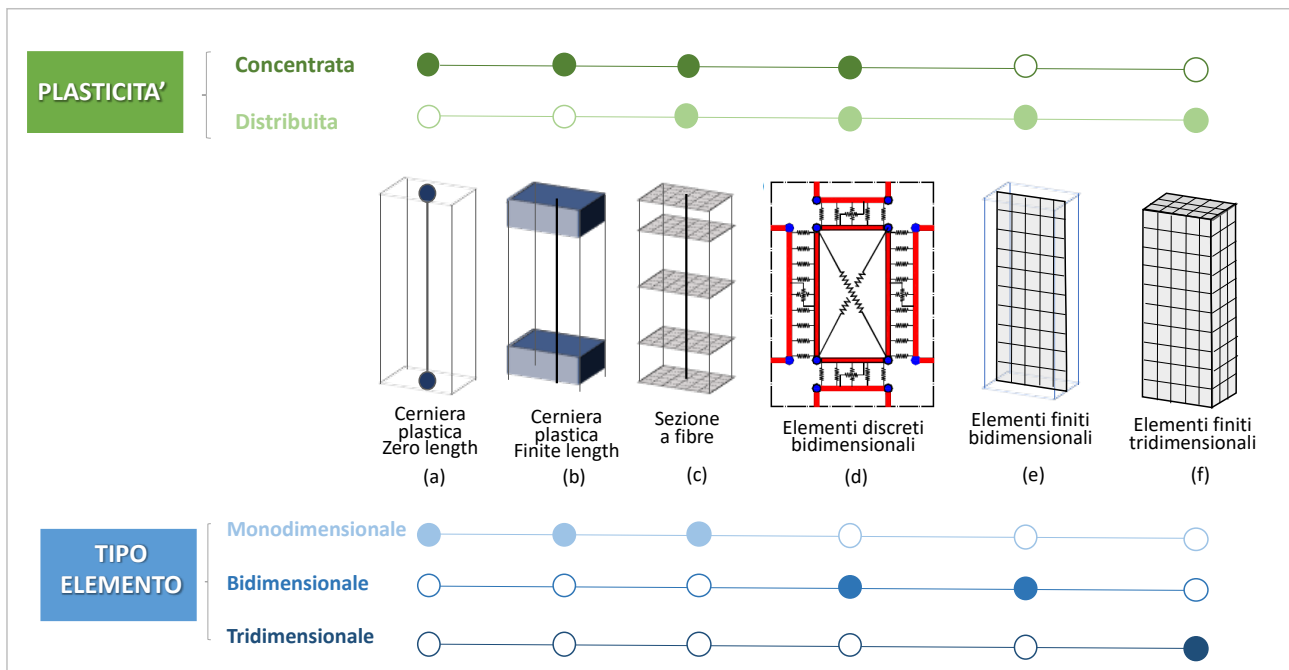


Figura 5 –Possibile classificazione dei modelli più comuni impiegati nella pratica professionale per simulare il comportamento inelastico dei pannelli murari

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 6**) le modalità di danno che possono interessare i maschi murari soggetti ad azioni combinate di taglio e forza normale 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.

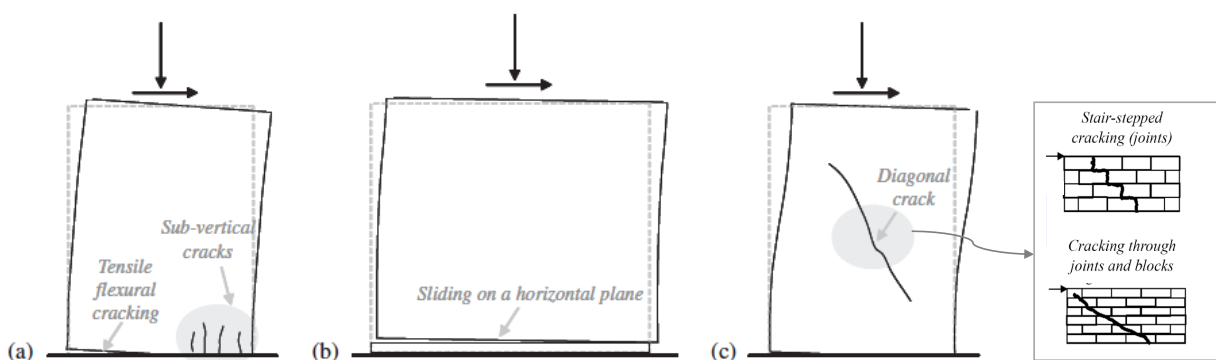


Figura 6 – Principali meccanismi di rottura nel piano di un pannello maschio in muratura: (a) rottura per pressoflessione, (b) rottura per taglio scorrimento e (c) rottura per taglio diagonale (adattata da Calderini et al. 2009)

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 7** chiarisce questo aspetto.

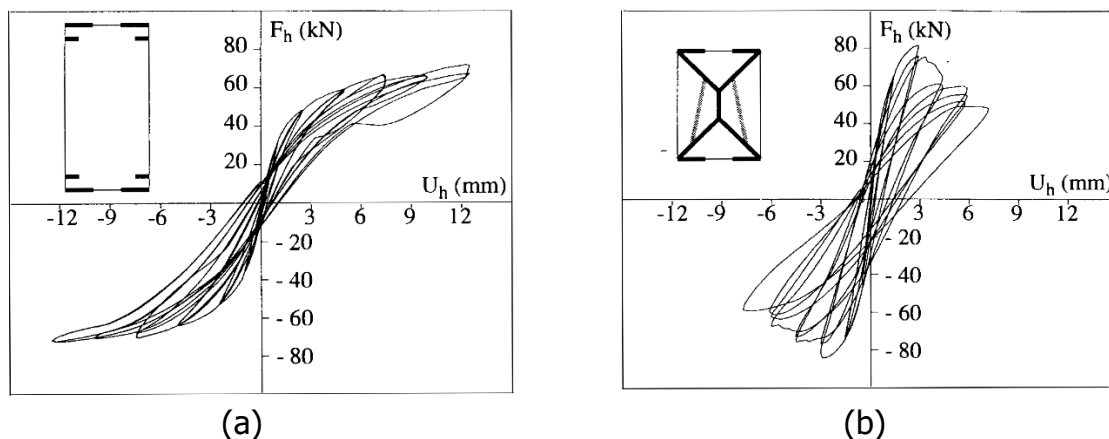


Figura 7 – Esempi di risposta ciclica sperimentale di un maschio murario soggetto: (a) ad una rottura prevalente per pressoflessione; (b) ad una rottura prevalente a taglio diagonale (la figura si riferisce ai pannelli testati da Anthoine et al (1995)).

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 8** 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.

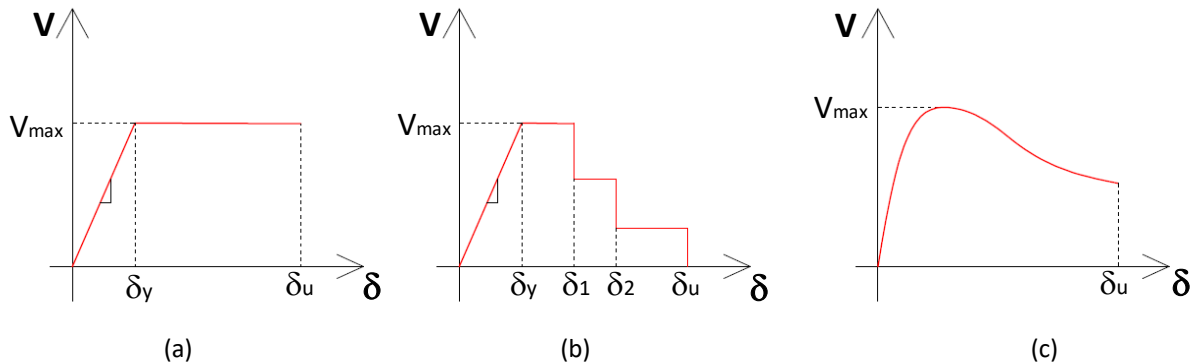


Figura 8 – Diverse possibili semplificazioni e idealizzazioni del comportamento reale alla scala del pannello ($V-\delta$) ottenibile a partire da: (a/b) modelli a plasticità concentrata; (c) modelli a plasticità distribuita o di maggiore dettaglio (modelli bi- o tri-dimensionali)

Il degrado progressivo della rigidità, 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 8** in maniera estremamente semplificata nei casi (a) e (b) con riferimento all’adozione di parametri convenzionali di rigidità 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 2010, Gattesco et al. 2008, Graziotti et al. 2012, Calderoni et al. 2010, alcune delle quali riportate in Figura 9).

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.

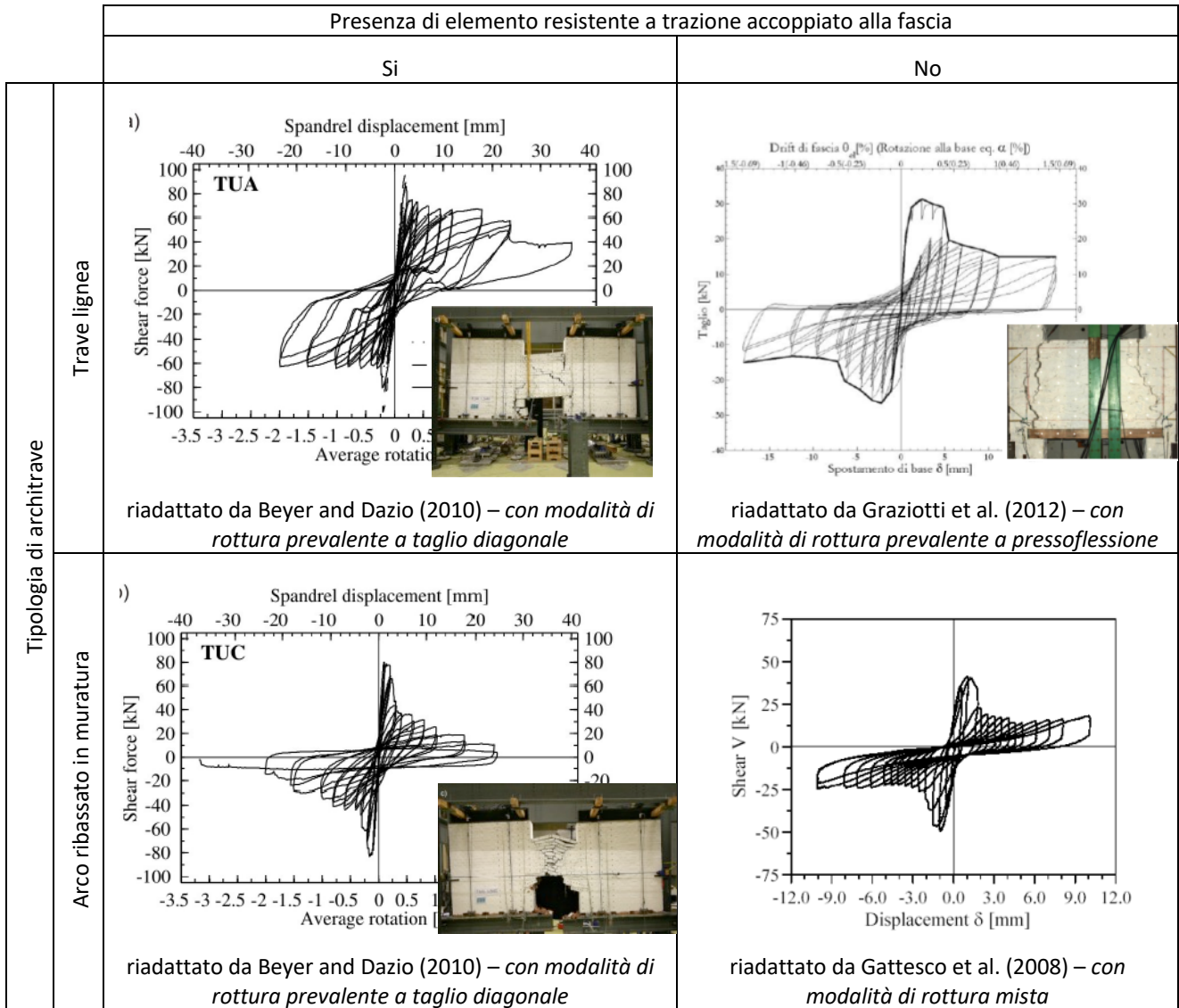


Figura 9 – Esempi di risposta di fasce murari testate in laboratorio (immagini riadattate da da Beyer e Dazio (2010), Gattesco et al 2008, Graziotti et al 2012)

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 rigidità. 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 10**.

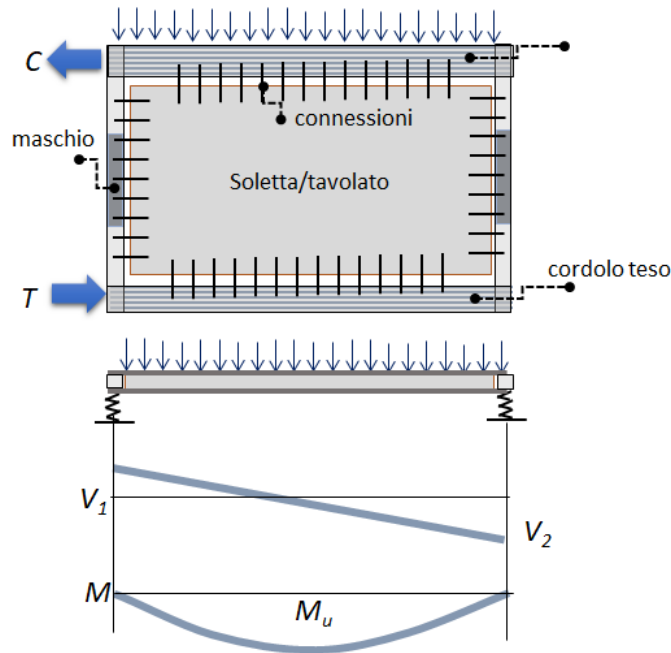


Figura 10 – Schematizzazione del sistema di trasferimento delle azioni del solaio alle pareti

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 11**):

- 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.

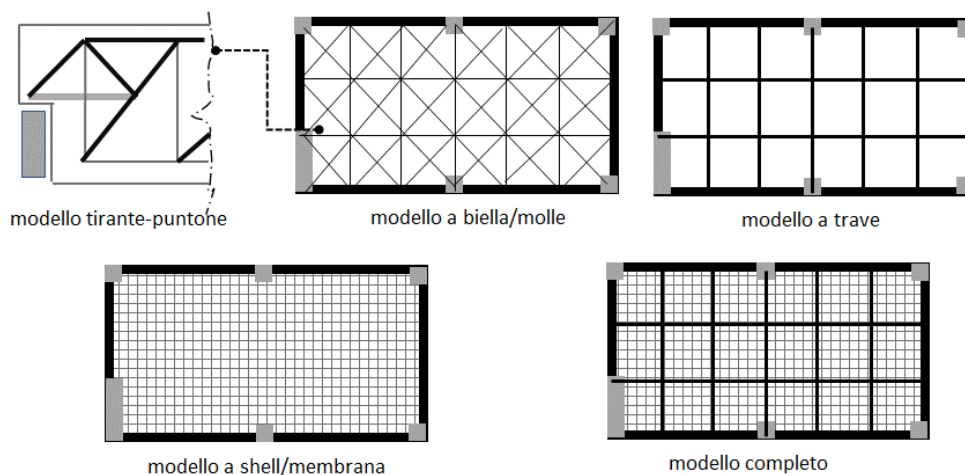


Figura 11 – Possibili approcci di modellazione dei solai

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 12**.

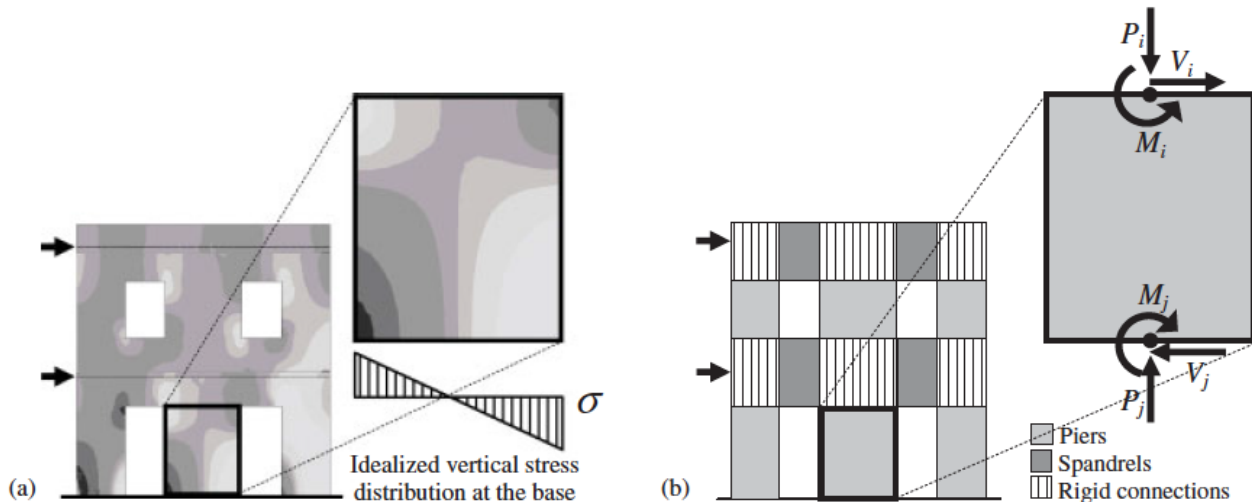


Figura 12 – Scale di modellazione della parete a livello del materiale attraverso un approccio agli elementi finiti (a) oppure direttamente a livello dei pannelli murari (b), secondo l'approccio a telaio equivalente. In (b) sono anche individuati i maschi e le fasce (figura tratta da Calderini et al. 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 giustificata 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 rigidità 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 13**). 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 14**).

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 sensitività dei risultati ai criteri adottati.

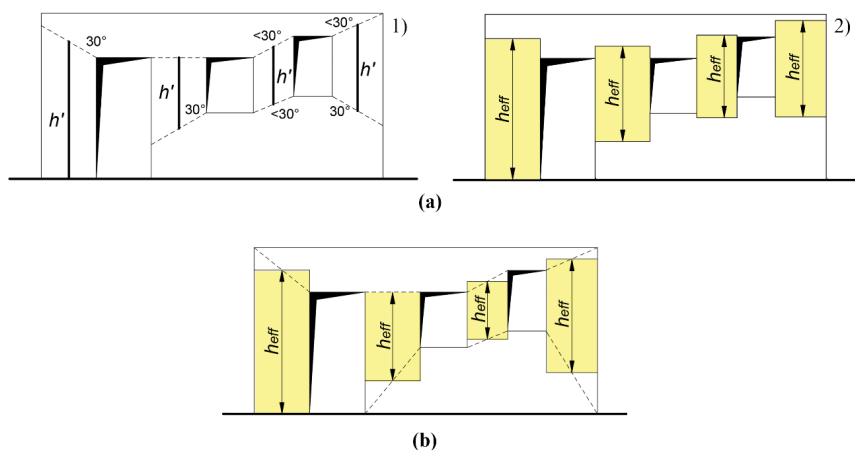


Figura 13 – Regole proposte in letteratura per definire l’altezza efficace dei maschi murari invarianti con il verso delle forze sismiche applicate:(a) Dolce (1991); (b) Lagomarsino et al. (2013).

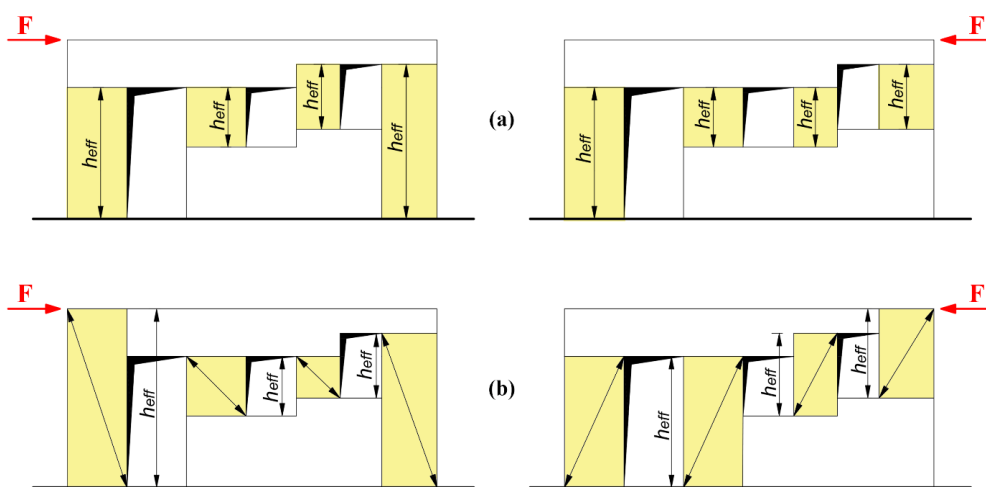


Figura 14 – Regole proposte in letteratura per definire l’altezza efficace dei maschi murari dipendenti dall’orientamento delle forze sismiche: (a) Augenti (2006) e (b) Moon et al (2006).

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 nonlinearietà, 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 rigidezza, 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 particolare 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 15**):

- 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 15).

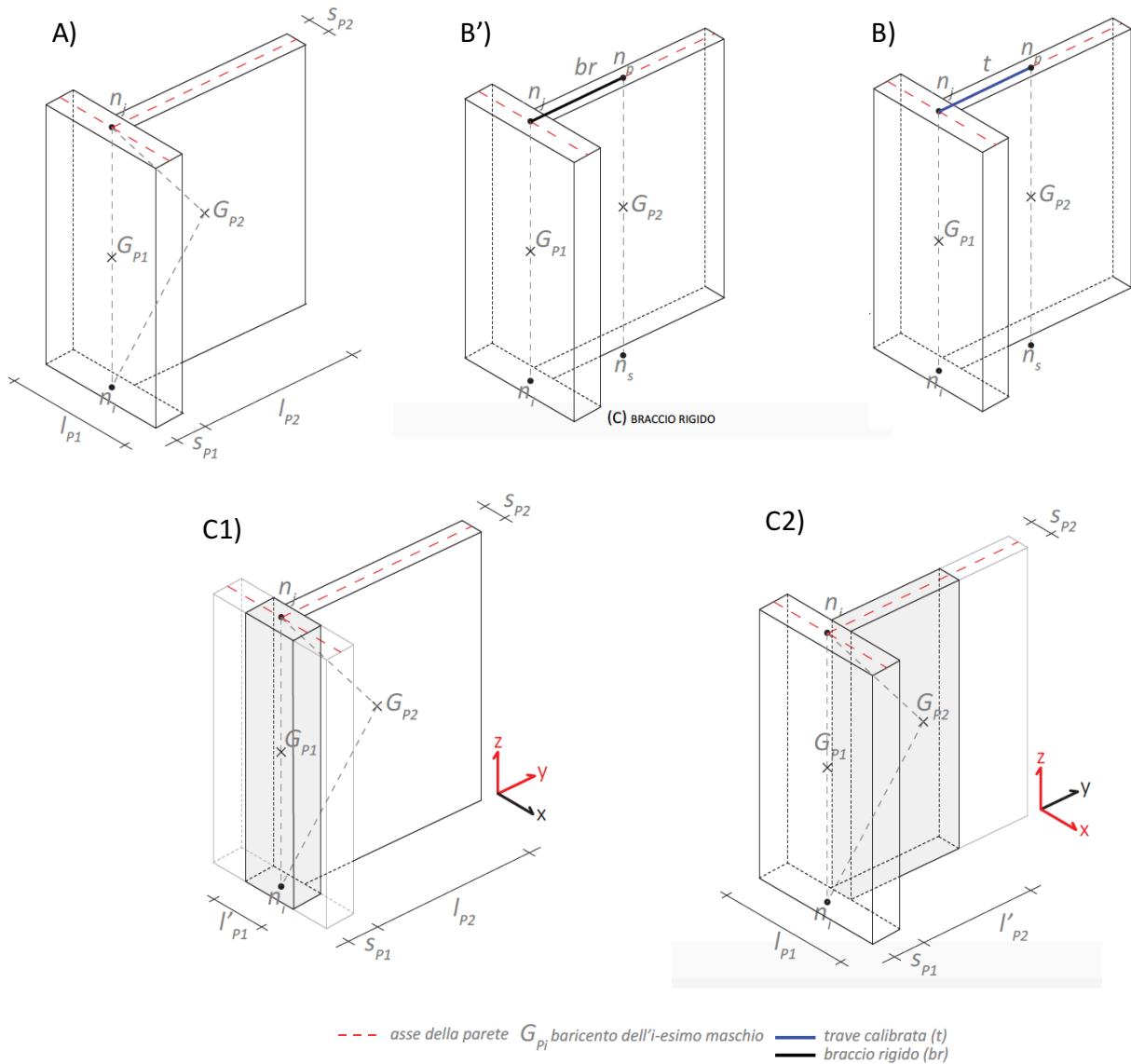


Figura 15 – Possibili modalità mediante le quali i programmi di calcolo simulano l'accoppiamento di pareti incidenti

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 16**.

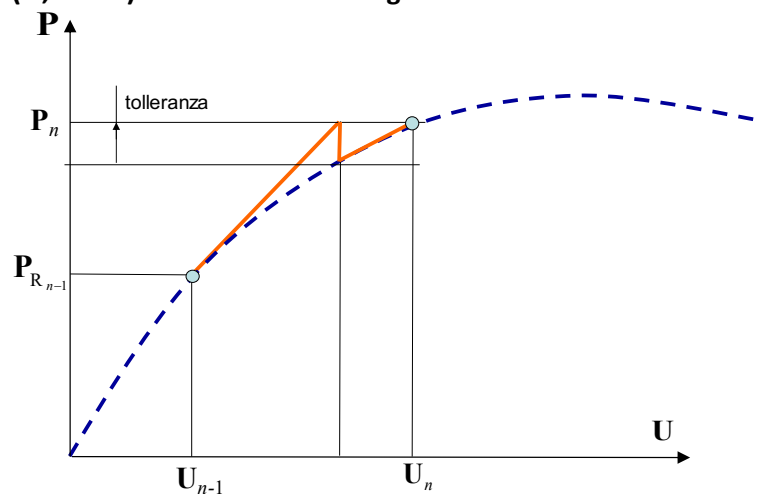


Figura 16 – Esempio di soluzione iterativa

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

Ci sono molteplici solutori nonlineari 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 sensitività 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. 1995. 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.
- 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
- 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/> .
- 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 rigidezza 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 §5.7, 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 Caliò et al. 2009 e Caliò 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).

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 §5.7; 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(**)
(*) 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 fornita 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 17**)
 - o delle modalità di idealizzazione in telaio equivalente (F_{M1}).
Come discusso al §3, la definizione della geometria degli elementi nei quali concentrare la non linearità 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**.
 - o 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 rigidezza 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 rigidezza 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 rigidezza 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 rigidezza 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 rigidezza.

- 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.

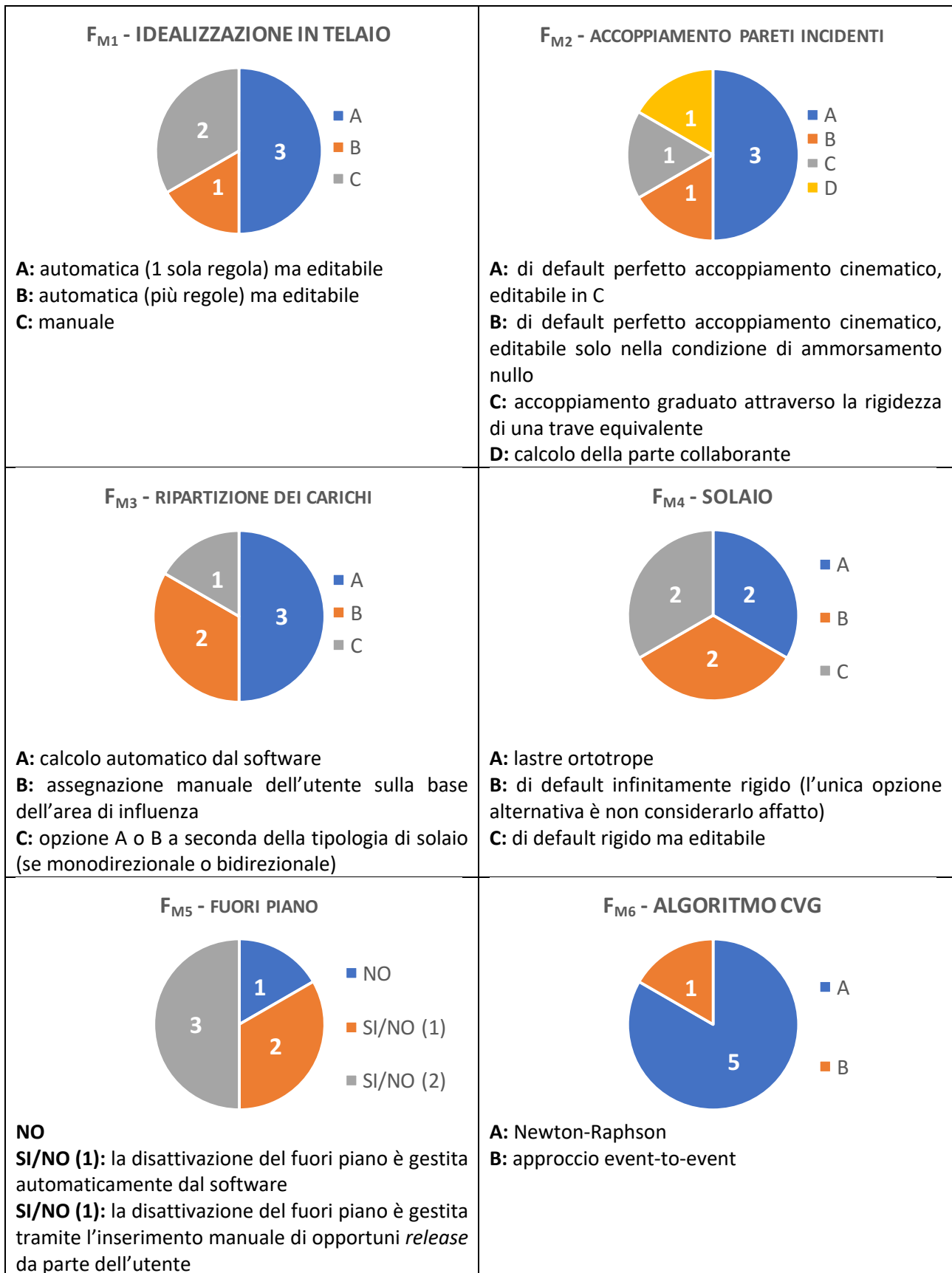


Figura 17 – Quadro delle opzioni/ipotesi di modellazione adottate dai software a telaio equivalente impiegati nella ricerca: *aspetti generali*

- le ipotesi adottate per la **modellazione dei pannelli murari (Figura 18)** (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 delle 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.

- le ipotesi adottate per la **modellazione di altri elementi strutturali**, quali le travi in calcestruzzo armato (**Figura 19**) (F_{M10}):
 - 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.
 - 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.

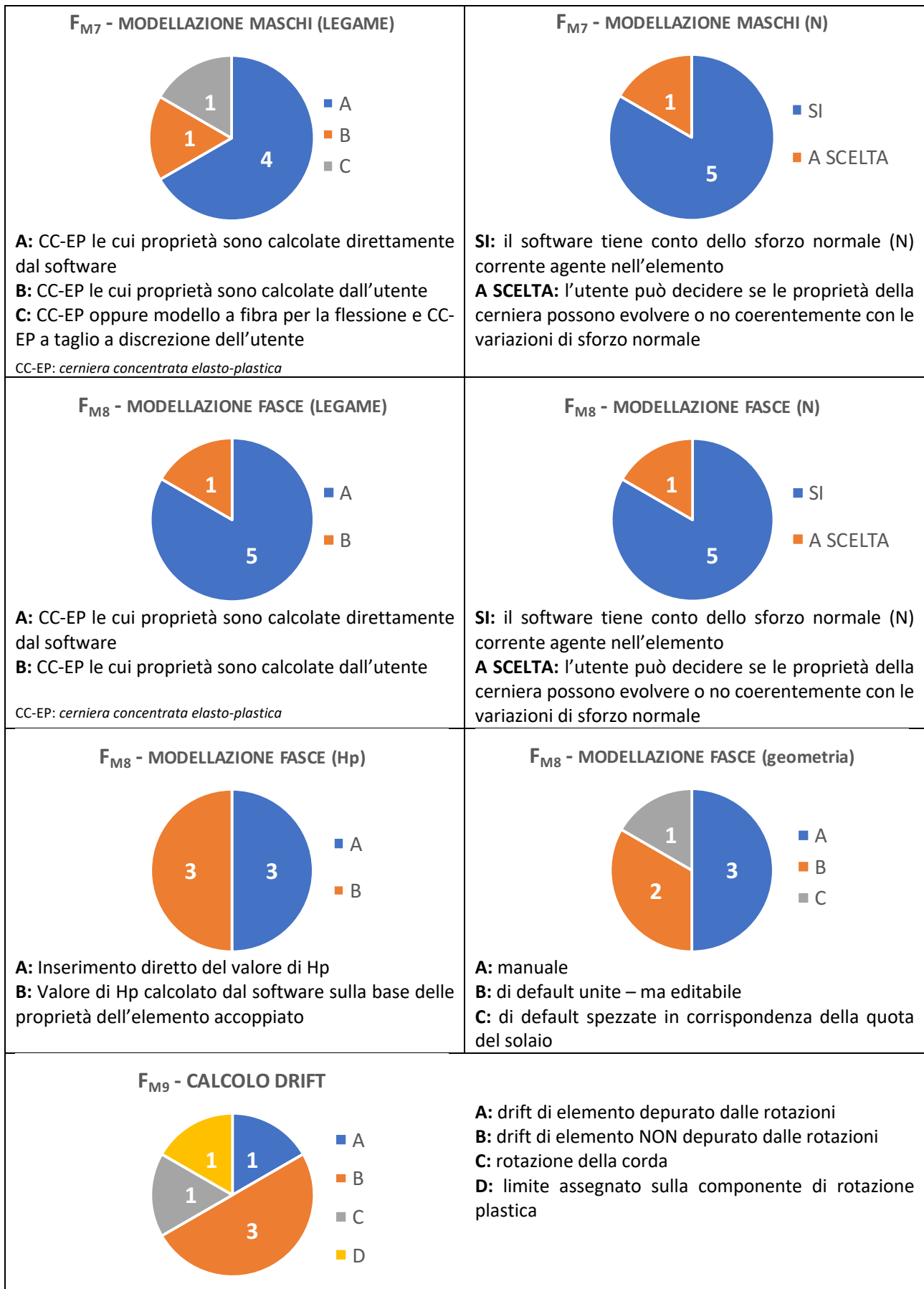


Figura 18 - Quadro delle opzioni/ipotesi di modellazione adottate dai software a telaio equivalente impiegati nella ricerca: *modellazione dei pannelli murari*

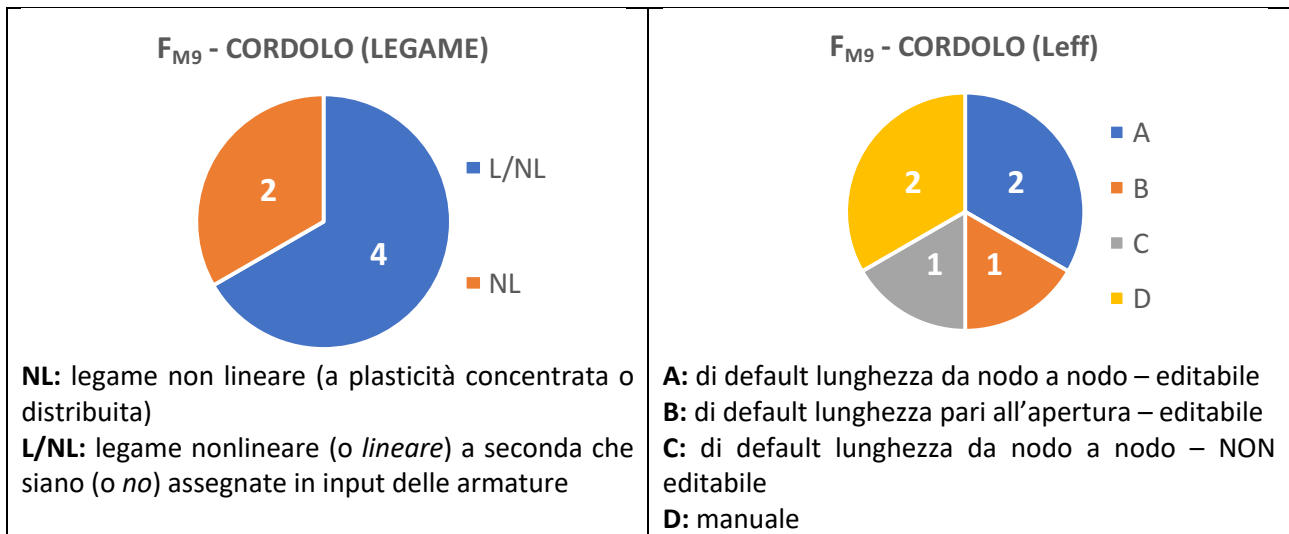


Figura 19 - Quadro delle opzioni/ipotesi di modellazione adottate dai *software* a telaio equivalente impiegati nella ricerca: *modellazione di altri elementi strutturali quali le travi in calcestruzzo armato*

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 20c**). 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.

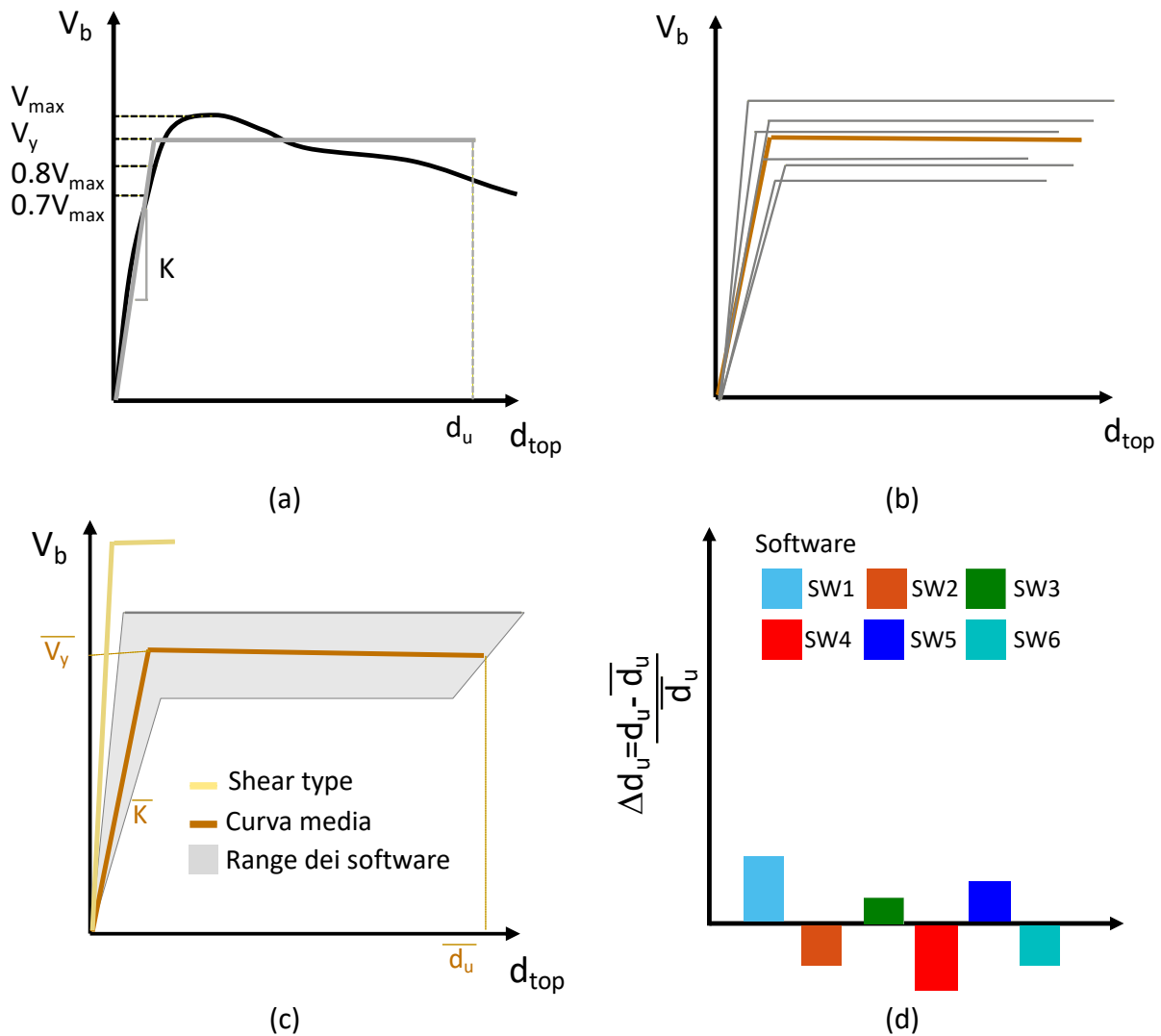


Figura 20 – (a) Conversione della curva pushover nella curva bilineare equivalente (definita dalle tre grandezze K_s , V_y , d_u); (b) Confronto delle curve bilineari ottenute dai diversi *software* (in arancione quella corrispondente all’assunzione dei valori medi di riferimento per le grandezze che 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).

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 della struttura benchmark n°5, 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 21b/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 21b** 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 "presso-flessione").

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 21d** 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 21a**; per ognuno dei possibili stati di ciascun elemento (secondo la legenda dei colori rappresentata in **Figura 21b**) 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.

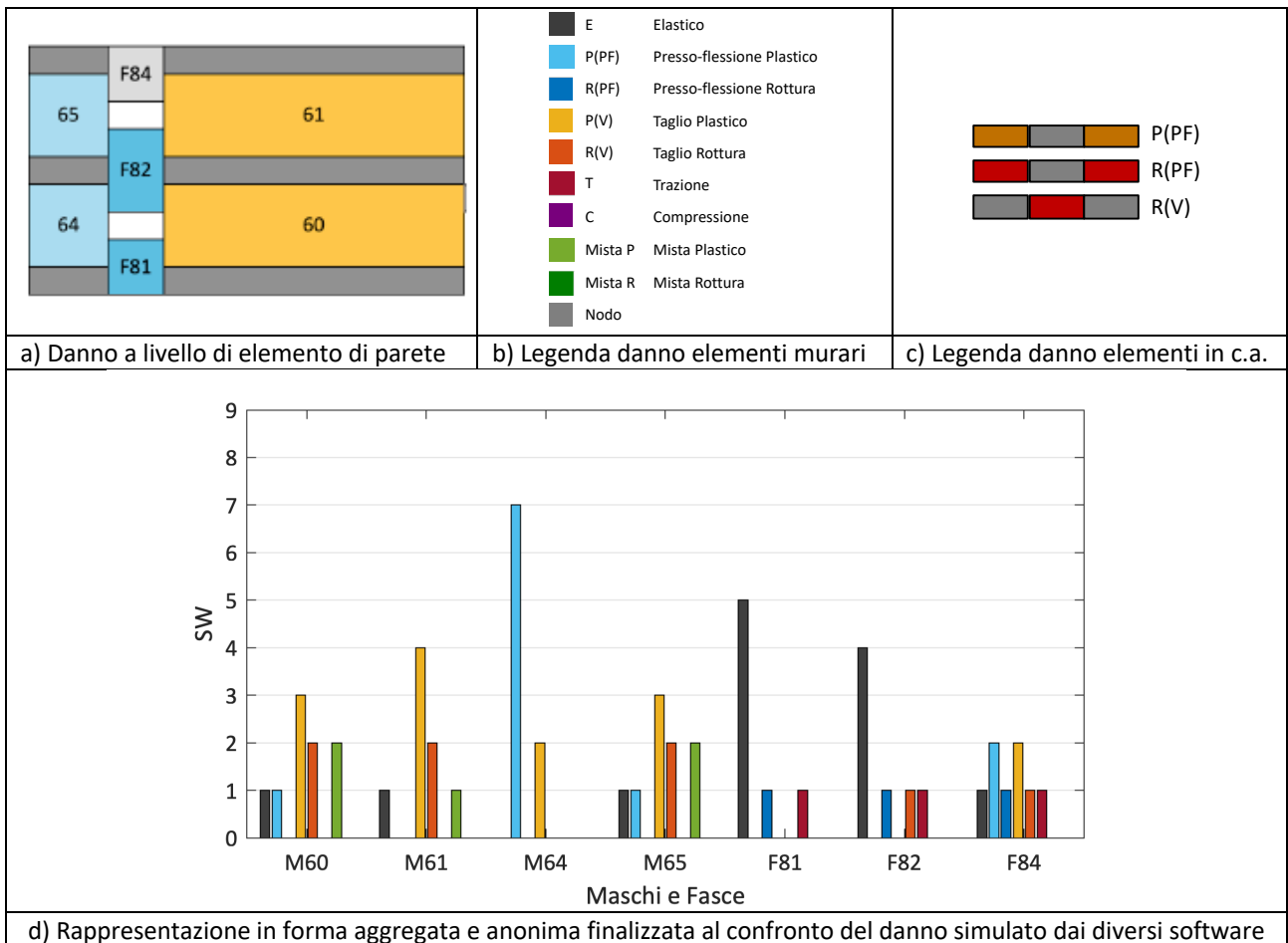


Figura 21 – Modalità di confronto adottata per il danno simulato dai diversi *software*

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 22**). Il drift è valutato ex-post sulla base dei risultati dell'analisi implicando operazioni di integrazione e la scelta di sezioni di riferimento.

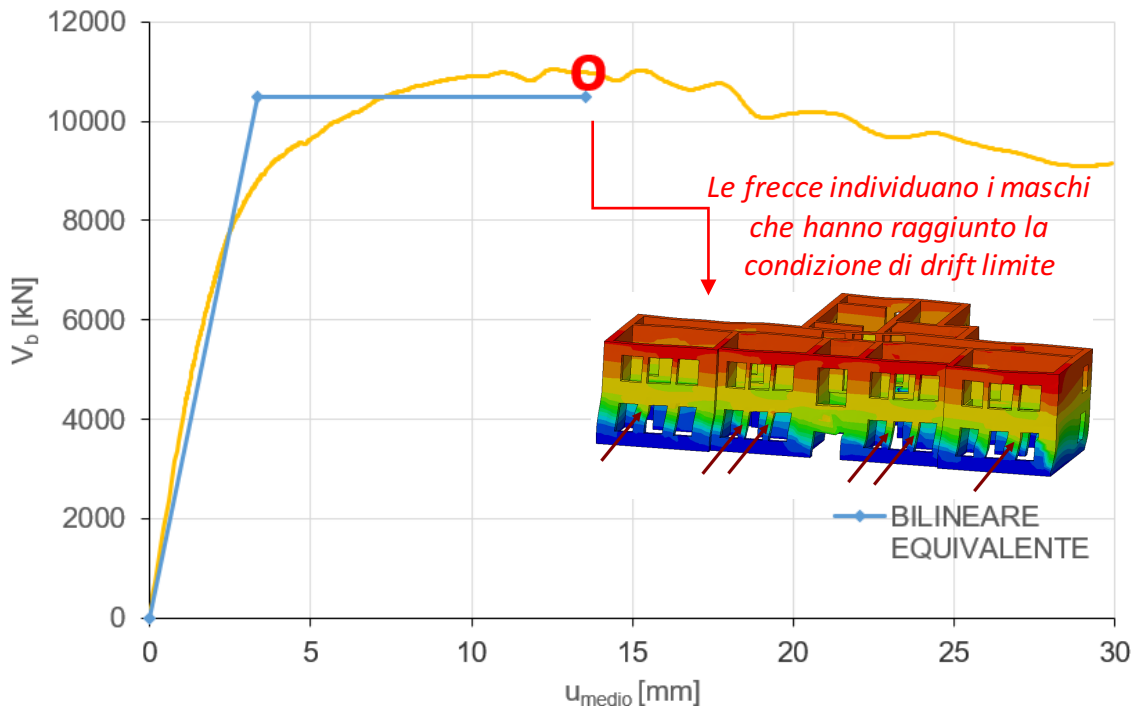


Figura 22 – Esempificazione della modalità di definizione della condizione di spostamento ultimo adottata in alcuni casi per i modelli del **Gruppo 2**

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 ($A_v = V_y/\Gamma m^*$; $d^*_u = d_u/\Gamma$);
- 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:
 - 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);
 - 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);
 - 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 §8.7.1.3.1.1);
 - 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).

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 23** 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).

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	$V_u^{td} = l t \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}}$ <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>	$V_u^{td} = l t \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5 \tau_{0d} l t}}$
Taglio scorrimento	$V_t = f_{vd} l' t$ $f_{vd} = (f_{vod} + 0.4 \sigma_n) \leq f_{vlim} = \min(2.2 \text{MPa}; 2 f_{bk})$	<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> $V_u^{ts} = \min \left(\frac{1}{2} N \frac{3 f_{vo} l t + 2 \mu N}{3 \alpha f_{vo} h t + N}; \frac{3}{2} N \left(\frac{f_{v,lim} l t}{3 \alpha f_{v,lim} h t + N} \right) \right)$
<p>Lista dei simboli adottati: 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)</p>		

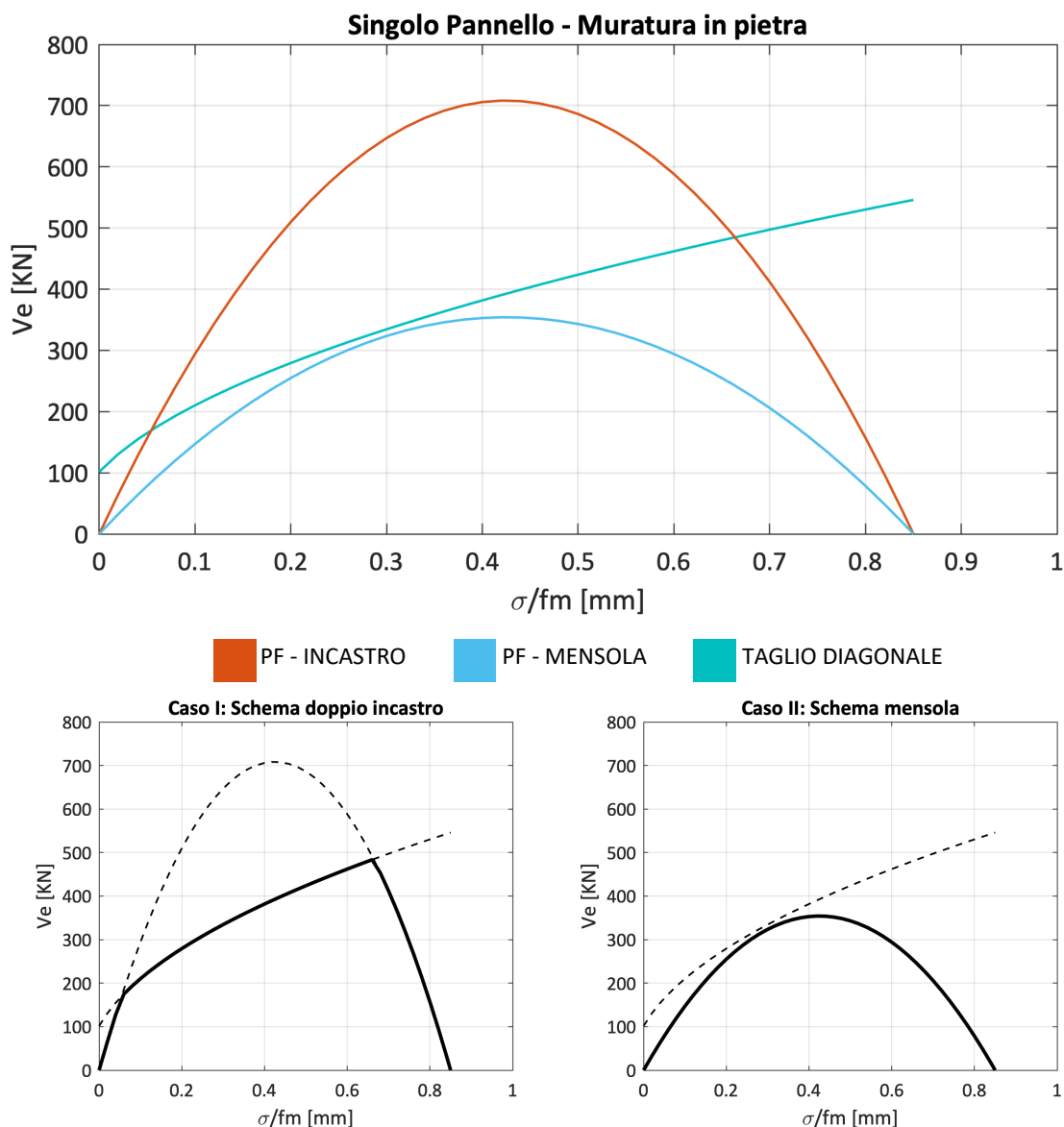


Figura 23 – Rappresentazione dei criteri di resistenza e dei domini di resistenza (linea nera continua) per la struttura benchmark n°1b – Caso II: snellezza 2.

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.

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.
- 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, *ASET 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

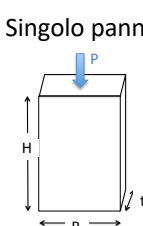
Il presente capitolo illustra i risultati delle analisi svolte sulla struttura benchmark n° 1 - singolo pannello distinguendo tra il caso in cui questo sia realizzato in muratura in pietra (struttura benchmark n°1a - §5.3.1) oppure in muratura in mattoni (struttura benchmark n°1b - §5.3.2), come descritto 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_y); 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.

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									
SOFTWARE	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]
SW1	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
SW2	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
SW4	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
SW5	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								

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.

La **Figura 24** 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).

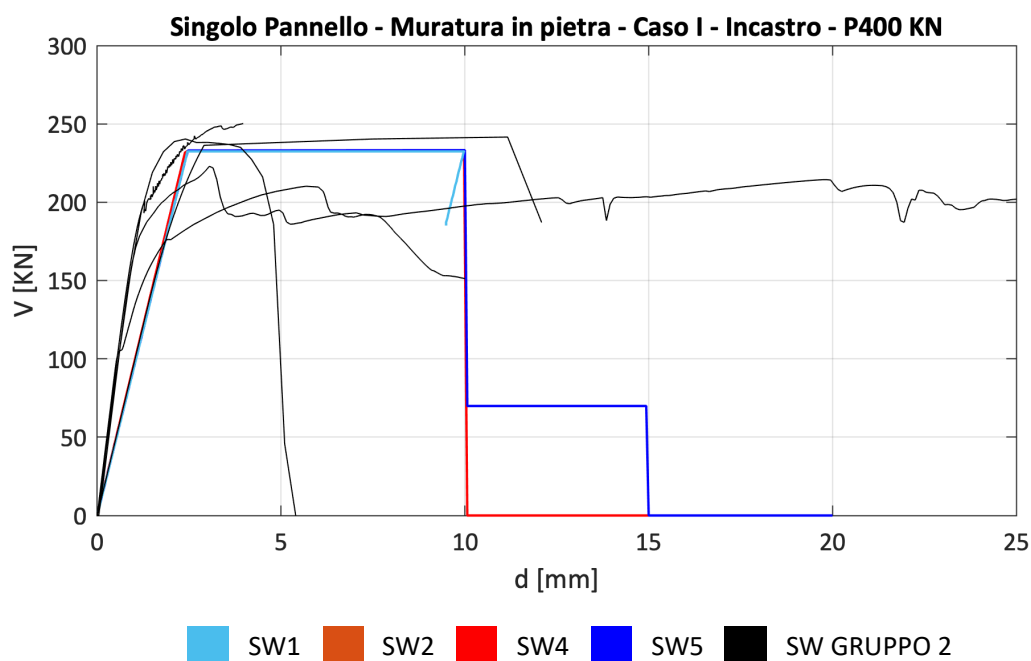


Figura 24 – Confronto tra le curve pushover ottenute con i quattro software analizzati che operano nell'ambito della modellazione per *elementi strutturali* (SW1,2,4 e 5 del Gruppo 1) e cinque *software* che operano invece nell'ambito di approcci di modellazione di maggior dettaglio (Gruppo 2, integrati con quelli impiegati nella Scheda di approfondimento A).

La differenza nella rigidità iniziale è imputabile al fatto che nei *software* a telaio equivalente sono stati adottati parametri di rigidità 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.

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									
SOFTWARE	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]
SW1	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
SW2	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
SW4	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
SW5	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									
SOFTWARE	P [kN]	N_inf [-kN]	N_sup [-kN]	Vu [kN]	dy [m]	du [m]	Mecc.	Vu analitico [kN]	dy analitico [m]
SW1	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
SW2	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
SW4	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
SW5	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]	Mecc.	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]
SW1	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
SW2	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
SW4	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
SW5	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]
SW1	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
SW2	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
SW4	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
SW5	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]	Mecc.	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	0.005400	T_ij	84.735	0.00185

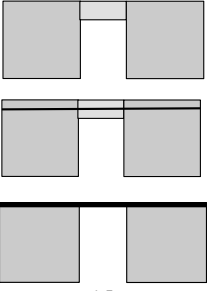
5.4 Struttura benchmark n° 2 – Trilite

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: right;">Caso A) Caso B) Caso D)</p> <p>si veda la Scheda benchmark 2</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.

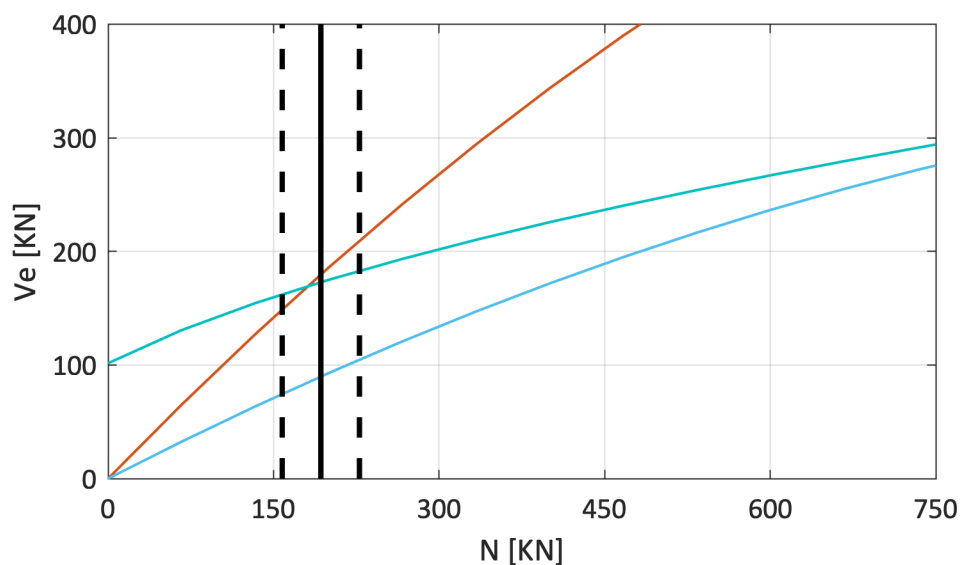
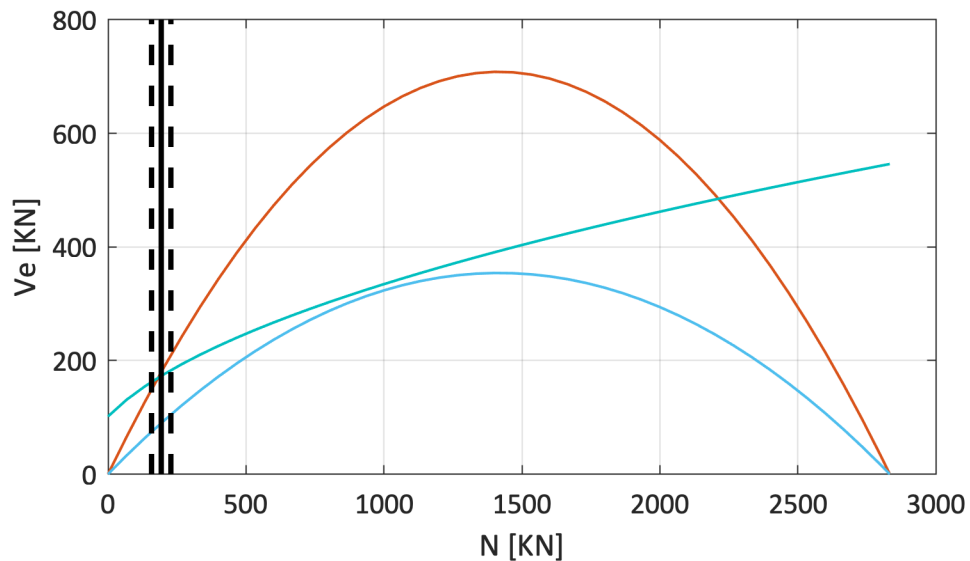


Figura 25 – Rappresentazione dei criteri di resistenza e dell'intervallo di variazione dello sforzo normale atteso al variare del grado di collegamento tra i pannelli (in nero) per la struttura benchmark n°1b –singolo pannello.

Nel 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.

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 26**.

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.

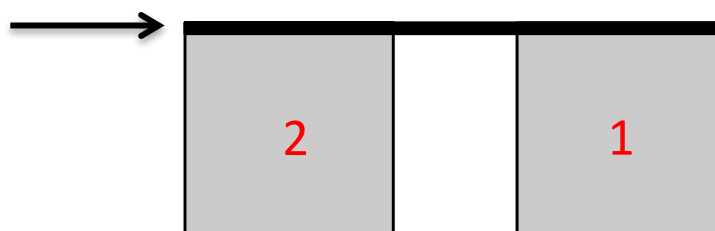


Figura 26 – Rappresentazione grafica degli elementi che compongono il trilito.

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 27**, **Figura 28** e **Figura 29** 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.

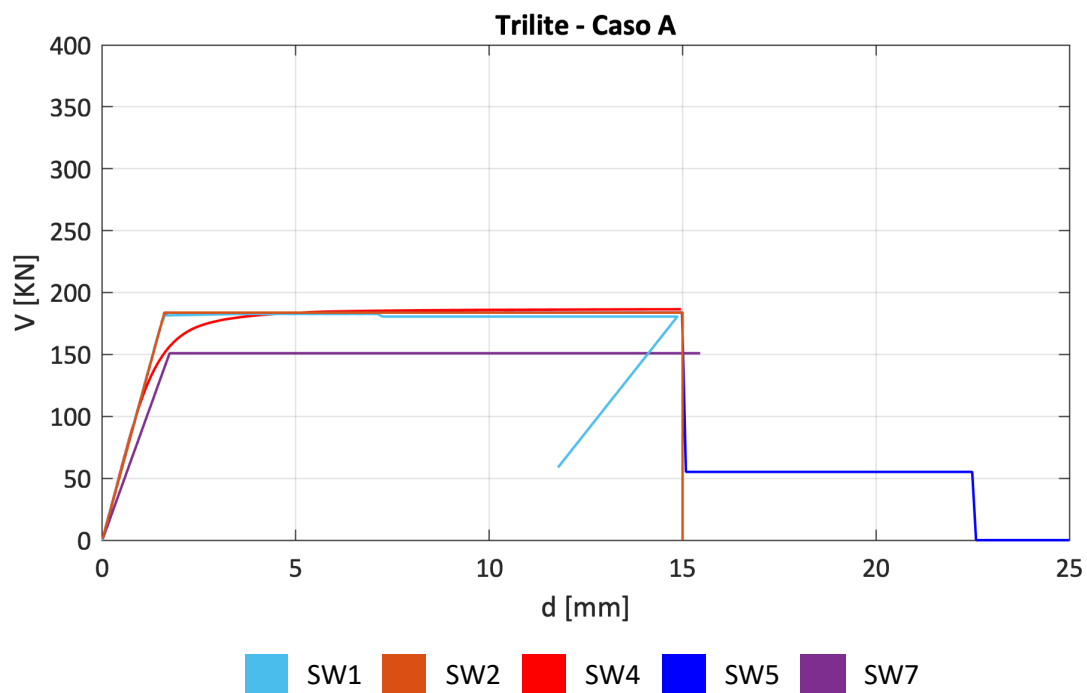


Figura 27 – Confronto dei risultati del benchmark 2 in termini di curva taglio-spostamento (della sezione sommitale), nel caso A.

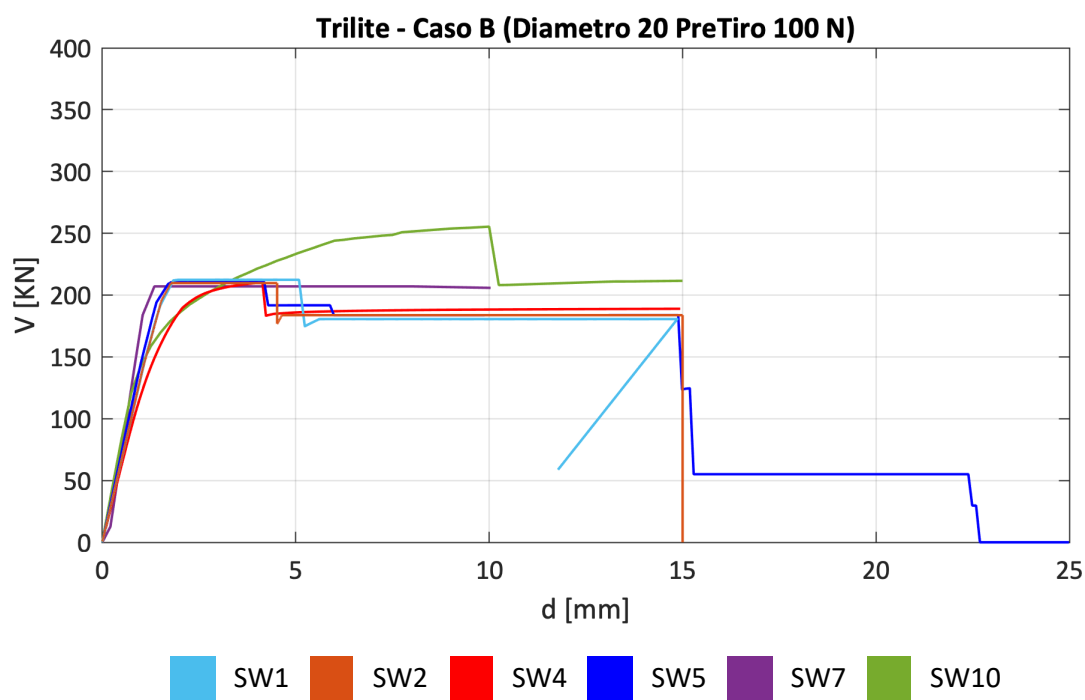


Figura 28 – Confronto dei risultati del benchmark 2 in termini di curva taglio-spostamento (della sezione sommitale), nel caso B.

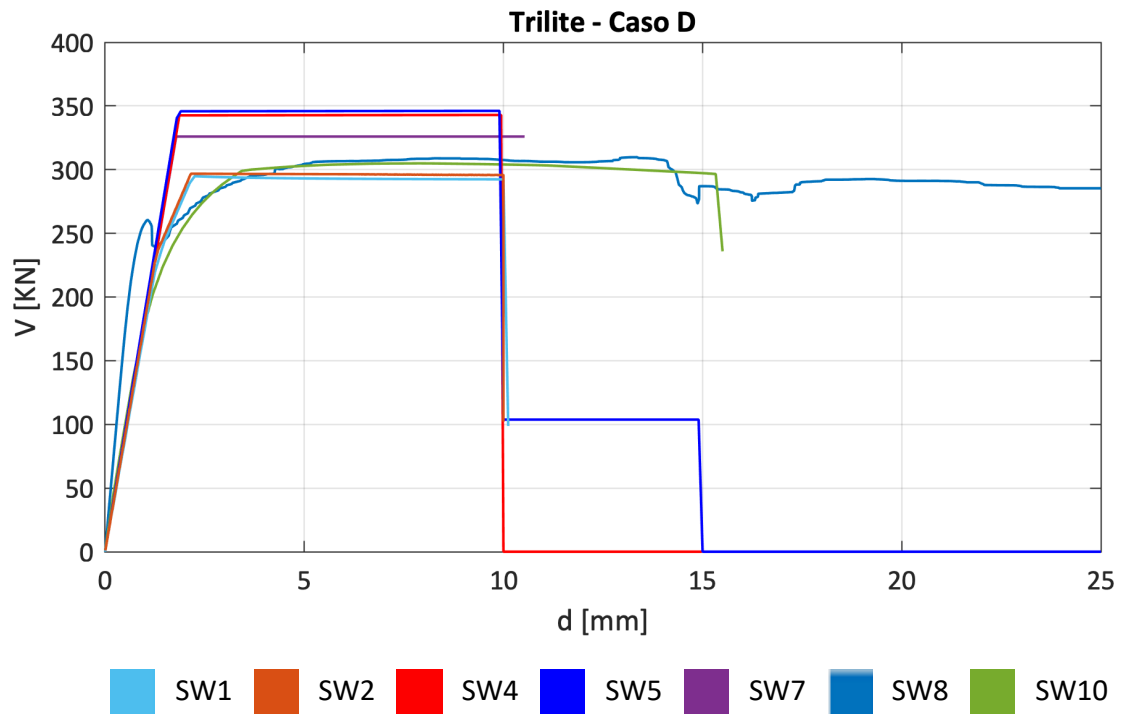
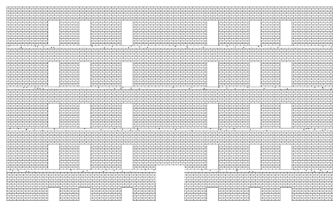


Figura 29 – Confronto dei risultati del benchmark 2 in termini di curva taglio-spostamento (della sezione sommitale), nel Caso D.

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.

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

Struttura benchmark	Varianti analizzate	Finalità
Parete 2D multipiano  <i>si veda la Scheda benchmark 3</i>	Al variare di diverse ipotesi sui dettagli costruttivi (presenza o meno di cordoli) e sulle strategie di modellazione (lunghezza efficace dei cordoli):	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.
	Caso A) parete composta da maschi e fasce murarie non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione	
	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.	
	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.	

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.

Per chiarire meglio tale considerazione, la **Figura 30** 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 rigidità 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) determina curve caratterizzate da un maggiore taglio complessivo di base, una minore duttilità globale e una maggiore rigidità 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 31**) ;
- 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 rigidità iniziale (maggiori nel caso Caso C Bis);
- i casi C e C Bis mettono in evidenza come la presenza di cordoli – elementi dotati di rigidità 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 31** 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.

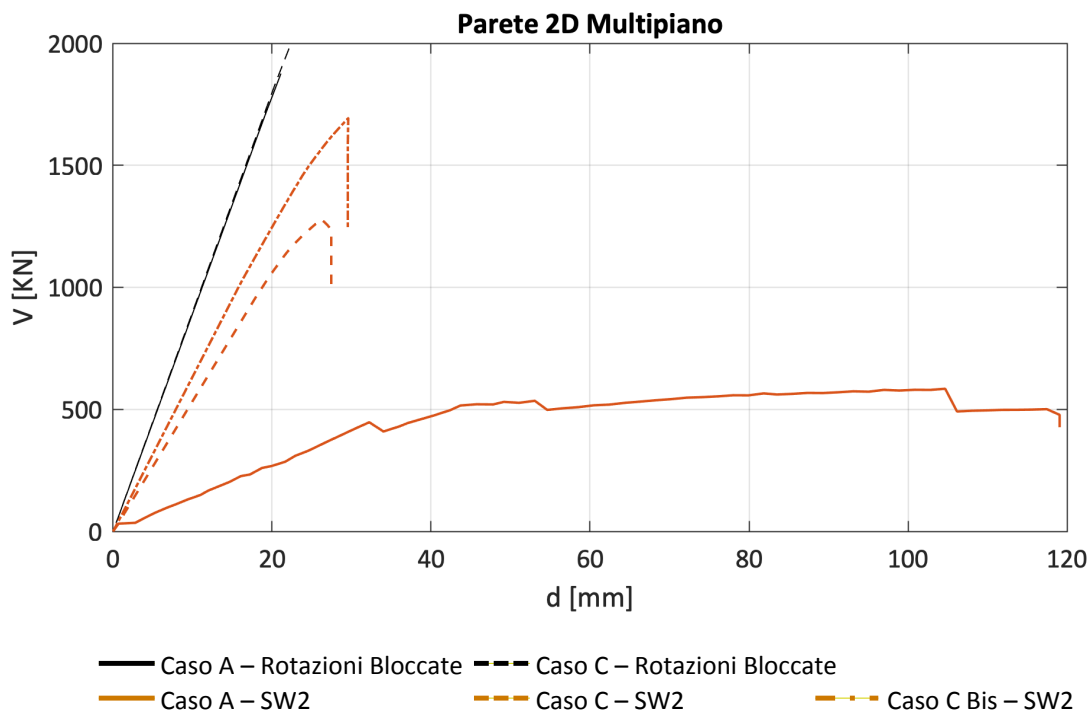


Figura 30 – Confronto delle curve pushover ottenute con il software SW2 nelle tre configurazioni analizzate (Casi A, C e C Bis) e nella configurazione ideale D *shear-type* (curve in nero)

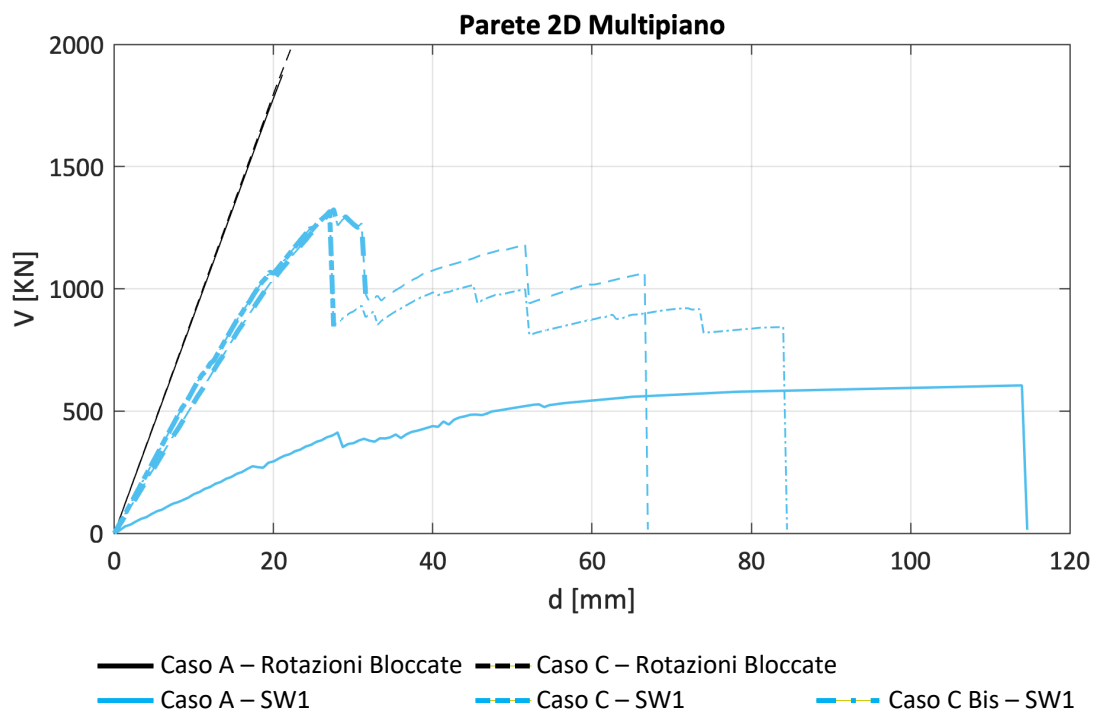


Figura 31 – Confronto delle curve pushover ottenute con il software SW1 nelle tre configurazioni analizzate (Casi A, C e C Bis) : le curve relative ai casi C e Cbis sono riportate anche oltre lo spostamento ultimo individuato dalla prima caduta del taglio di base totale oltre il 20% per mostrare l’evoluzione della capacità residua

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.

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 32** i valori di sforzo normale agenti nei maschi del piano terra (identificati in **Figura 40b**) 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.

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	-

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 40b**). 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).

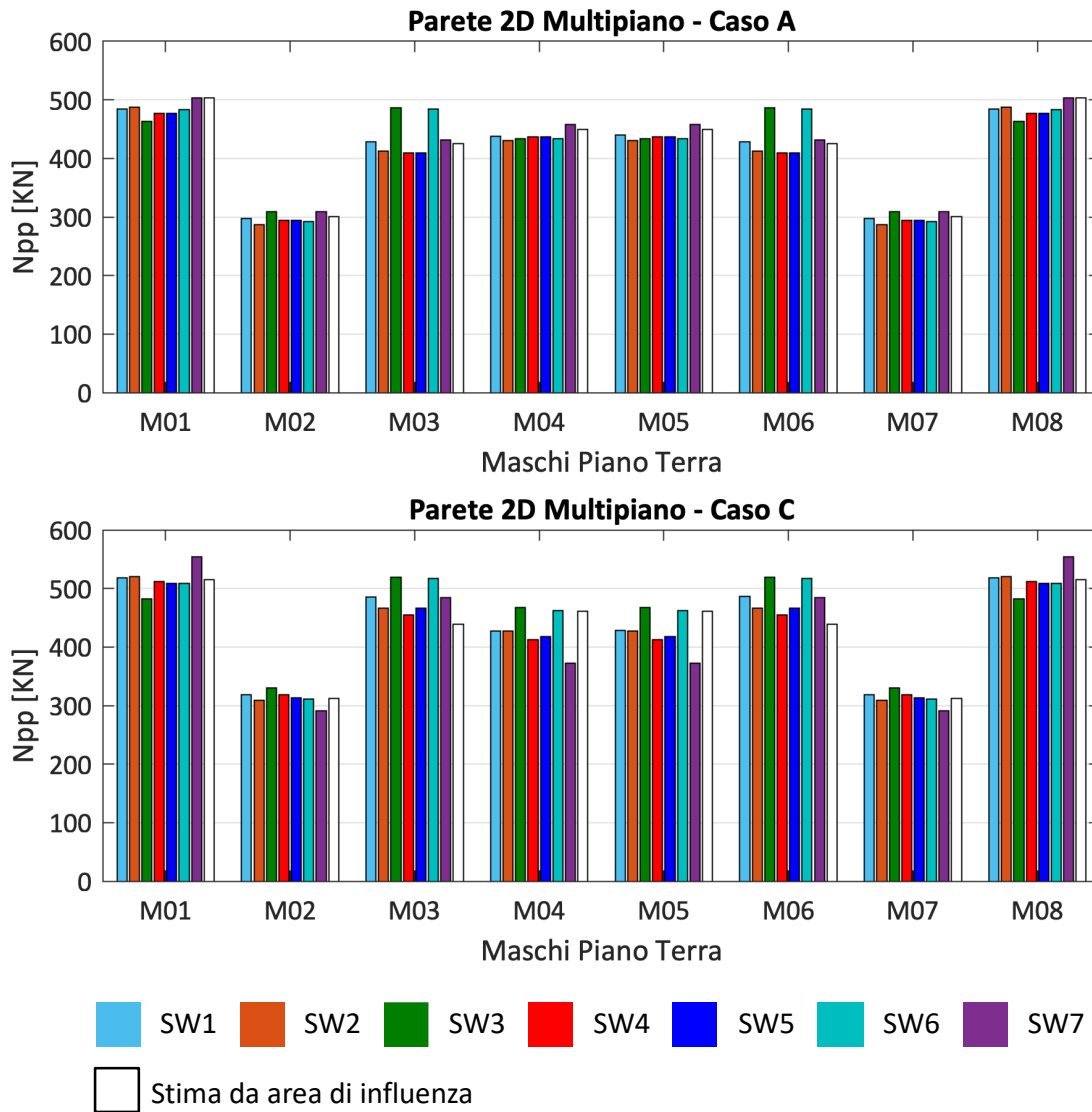


Figura 32 – Valori di sforzo normale agenti nei maschi del piano terra nei casi A e C dopo l'applicazione dei carichi gravitazionali.

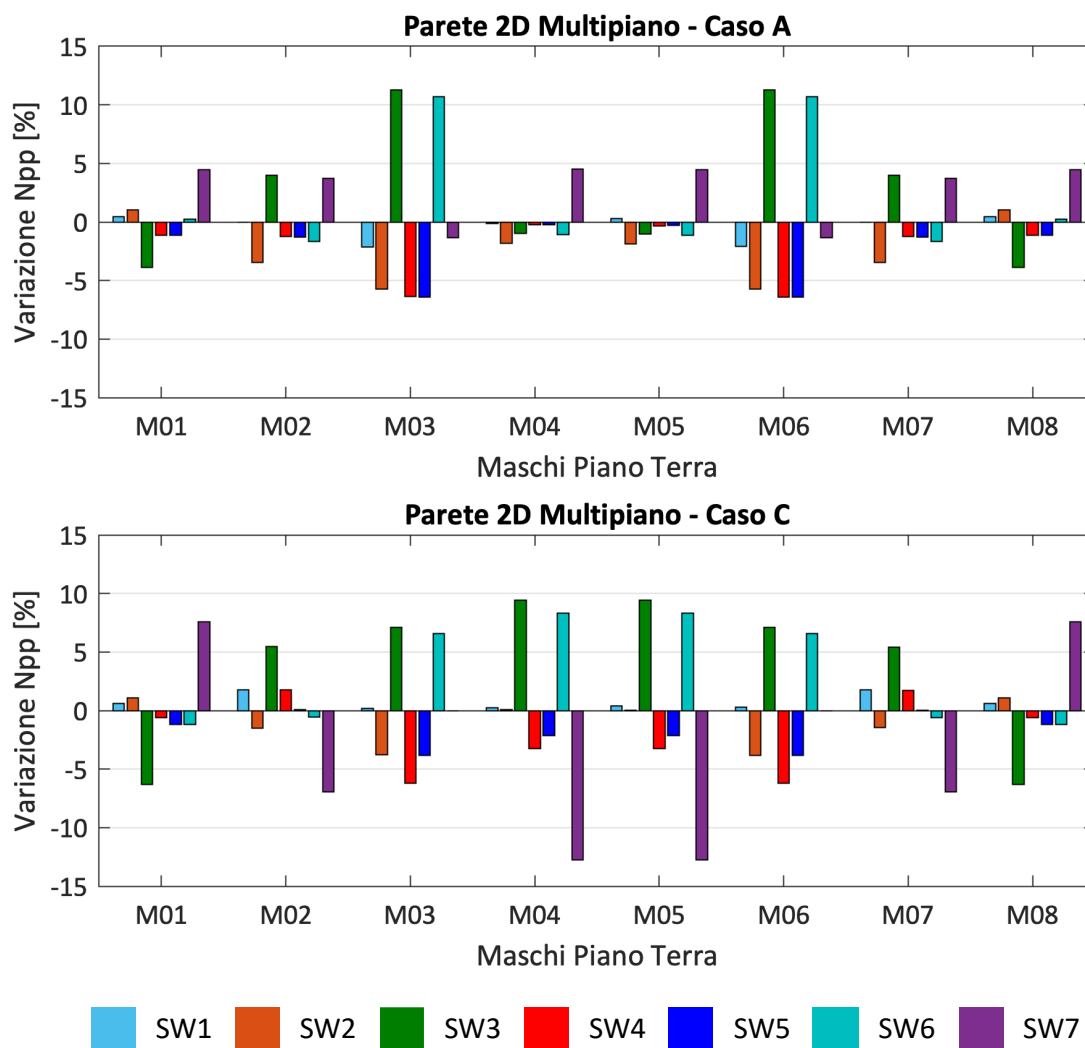


Figura 33 – Variazioni percentuali rispetto alla media sul valore di sforzo normale agente nei maschi del piano terra a peso proprio.

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

La **Figura 34** 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 30** e alla sua discussione.

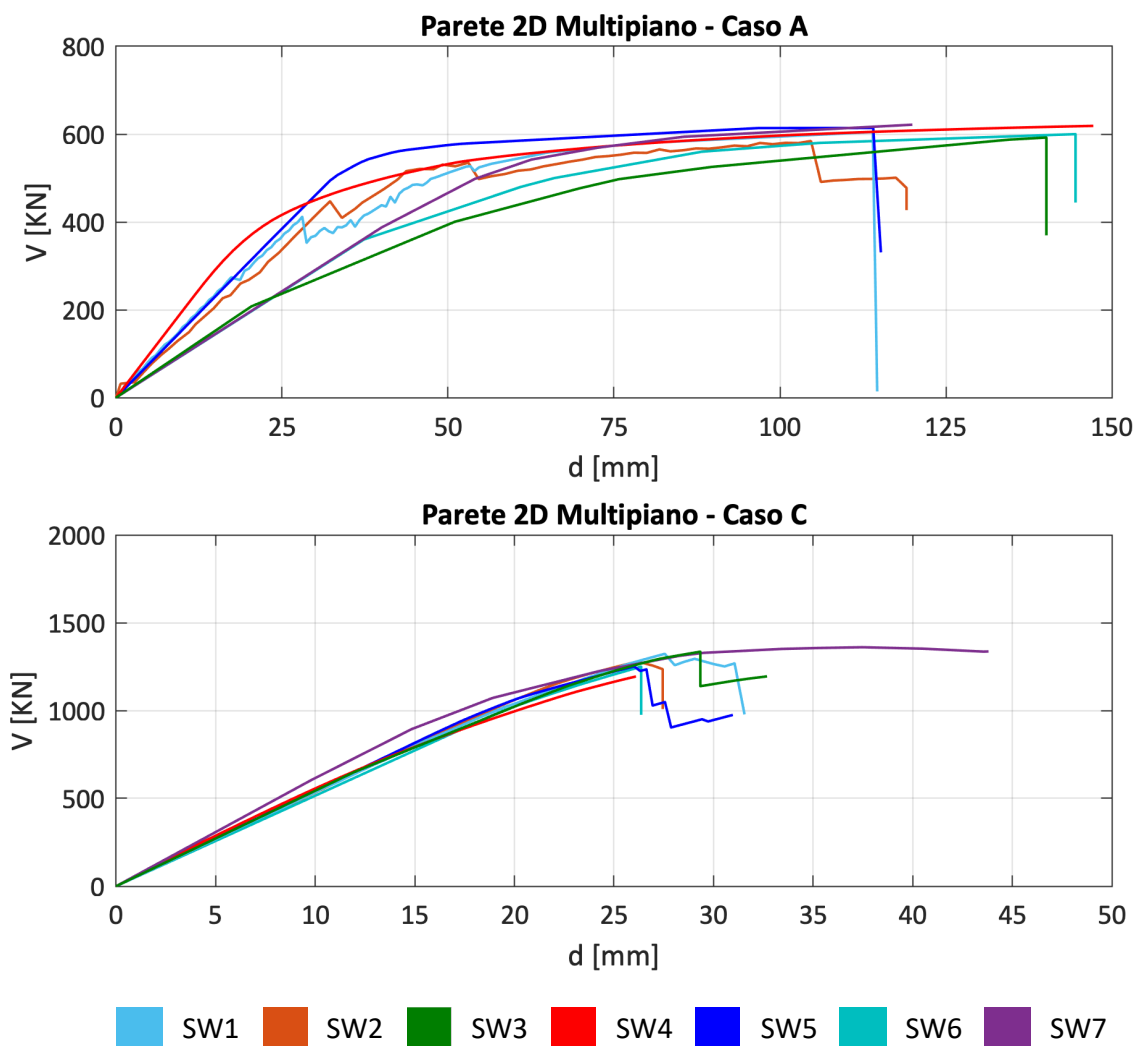


Figura 34 – Curve *pushover* globali ottenute con i diversi software impiegati per la struttura benchmark n° 3 – Parete 2D multipiano.

Nel caso A si richiama come, nei risultati riportati in **Figura 34**, 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 34** in particolare nella rigidità 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. Le curve *pushover* ottenute adottando alternativamente queste due ipotesi di modellazione delle fasce sono illustrate in **Figura 35** mostrando altresì come in questo caso la rigidità 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 ($E/2(1+\nu)$).

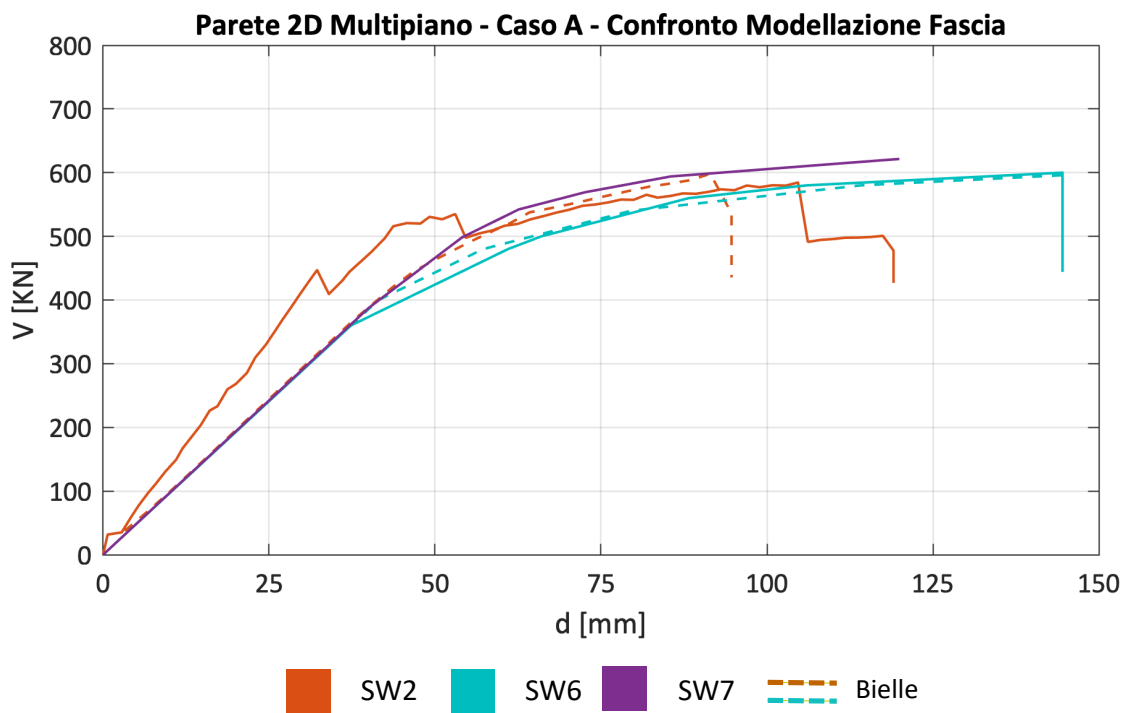


Figura 35 – Confronto curve *pushover* usando due diverse ipotesi di modellazione della fascia coi software SW2 e SW6 (linea continua tramite trave – linea tratteggiata tramite biella). Esse sono confrontate con la curva del SW7 che adotta direttamente la modellazione a biella per il Caso A.

La **Figura 36** 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).

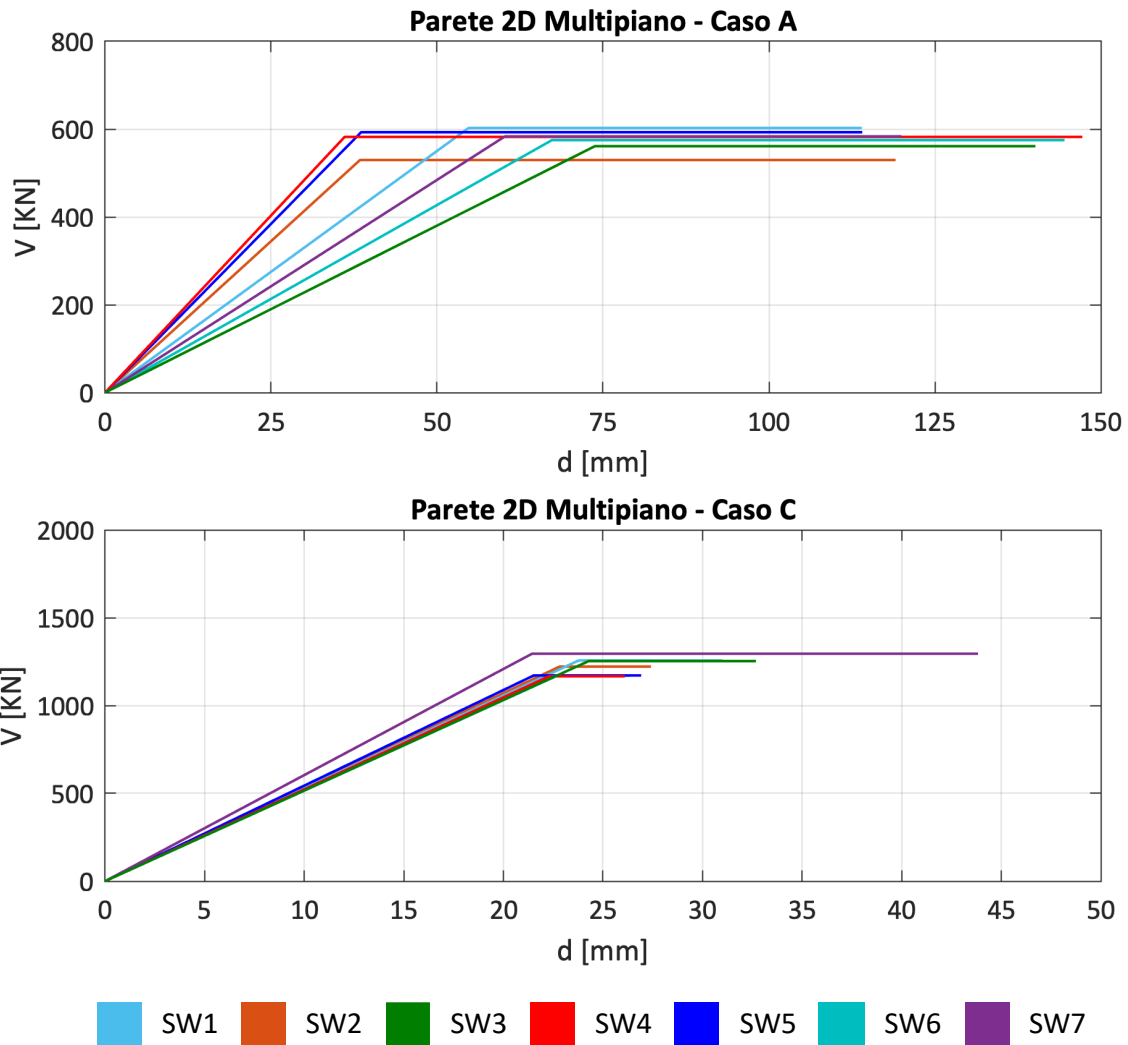


Figura 36 – Bilineari equivalenti ottenute con i diversi software impiegati per la struttura benchmark n° 3 – Parete 2D multipiano.

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 37** 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).

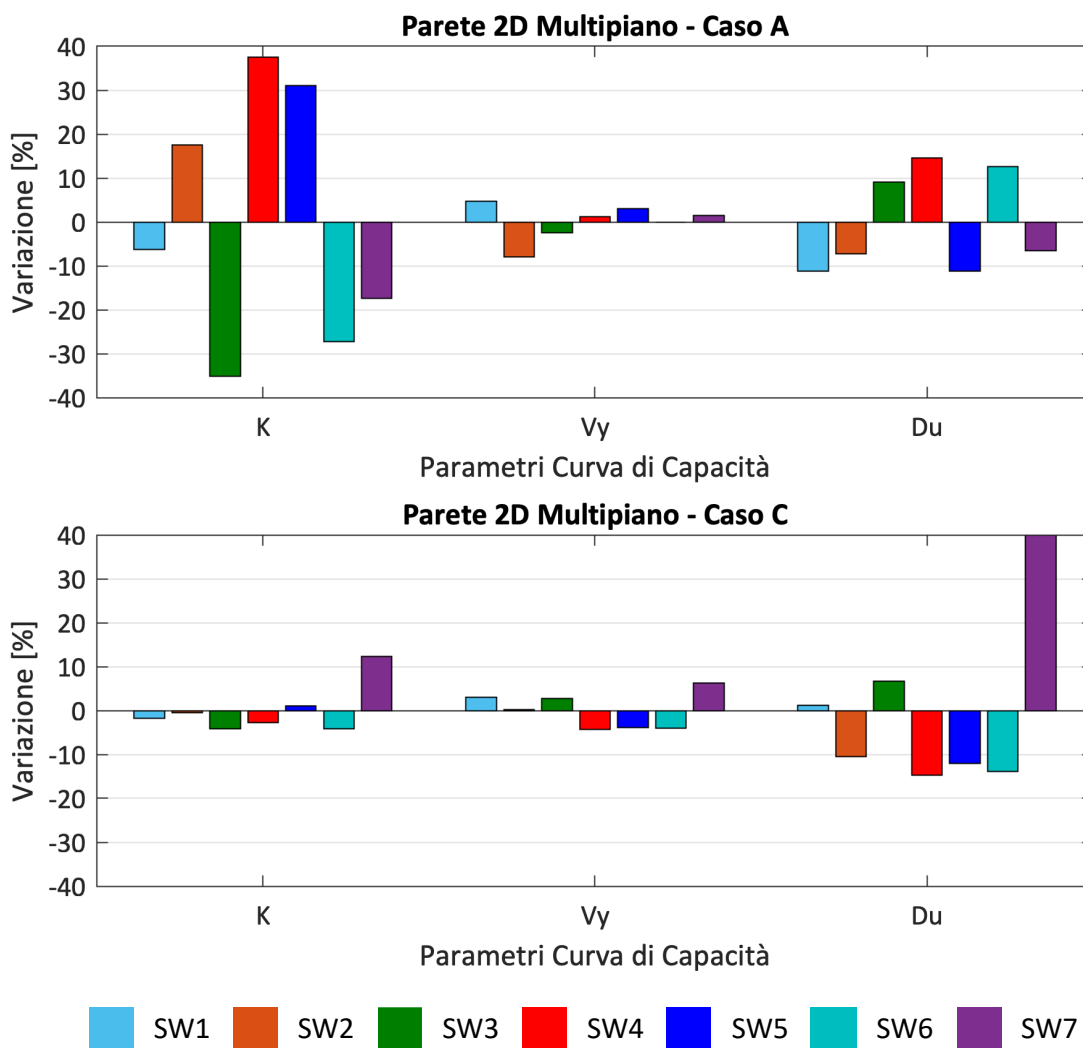


Figura 37 – Variazione percentuale rispetto al valore medio delle tre grandezze che definiscono la bilineare equivalente per la struttura benchmark n° 3 – Parete 2D multipiano.

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 38**) e il caso C (**Figura 39**) a titolo di esempio per cinque dei software utilizzati. La numerazione dei maschi fa riferimento alla **Figura 40**.

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.

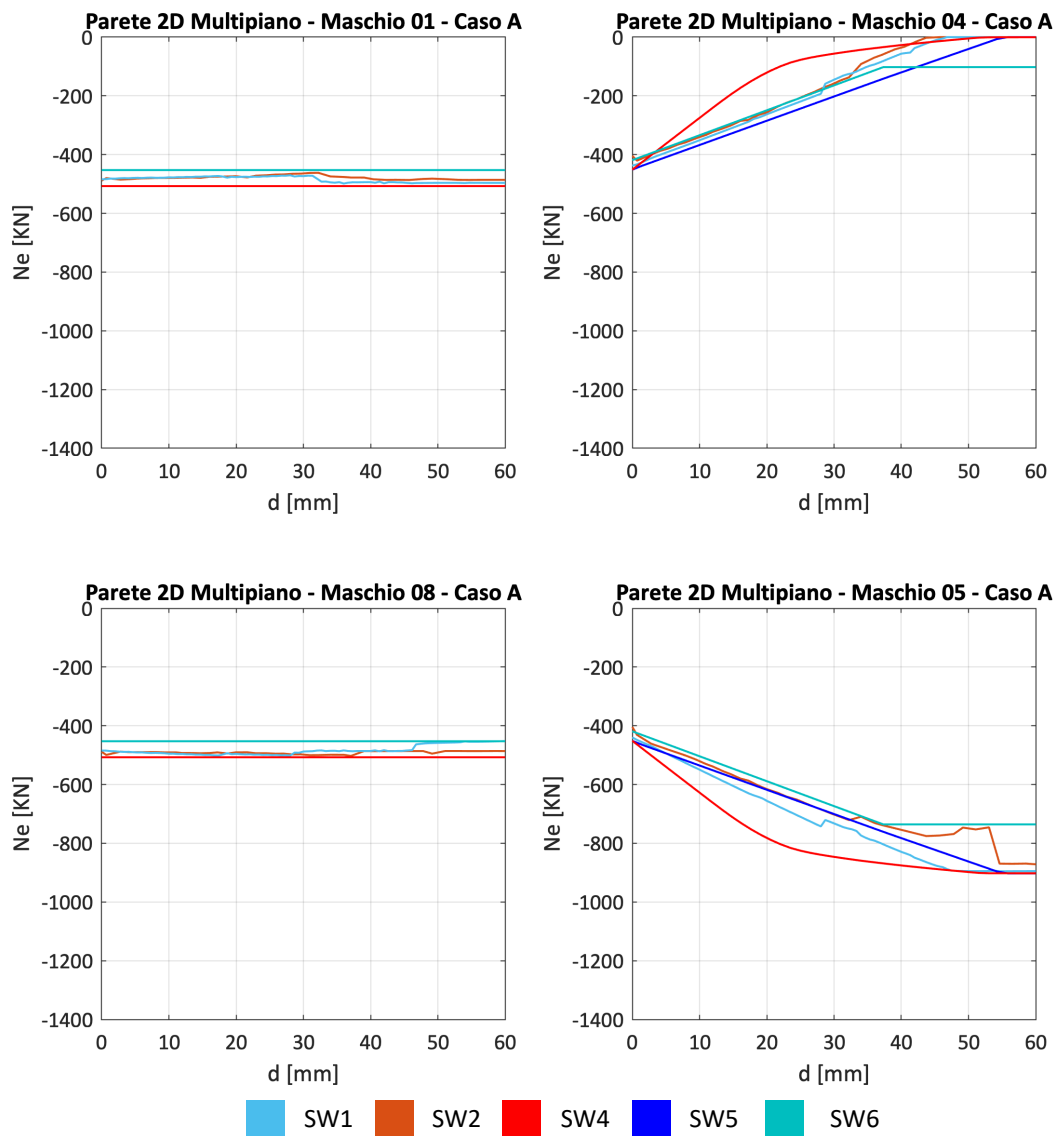


Figura 38 – Caso A (fasce deboli): Variazione dello sforzo normale in alcuni maschi al piano terra: maschi 01, 04, 08 e 05.

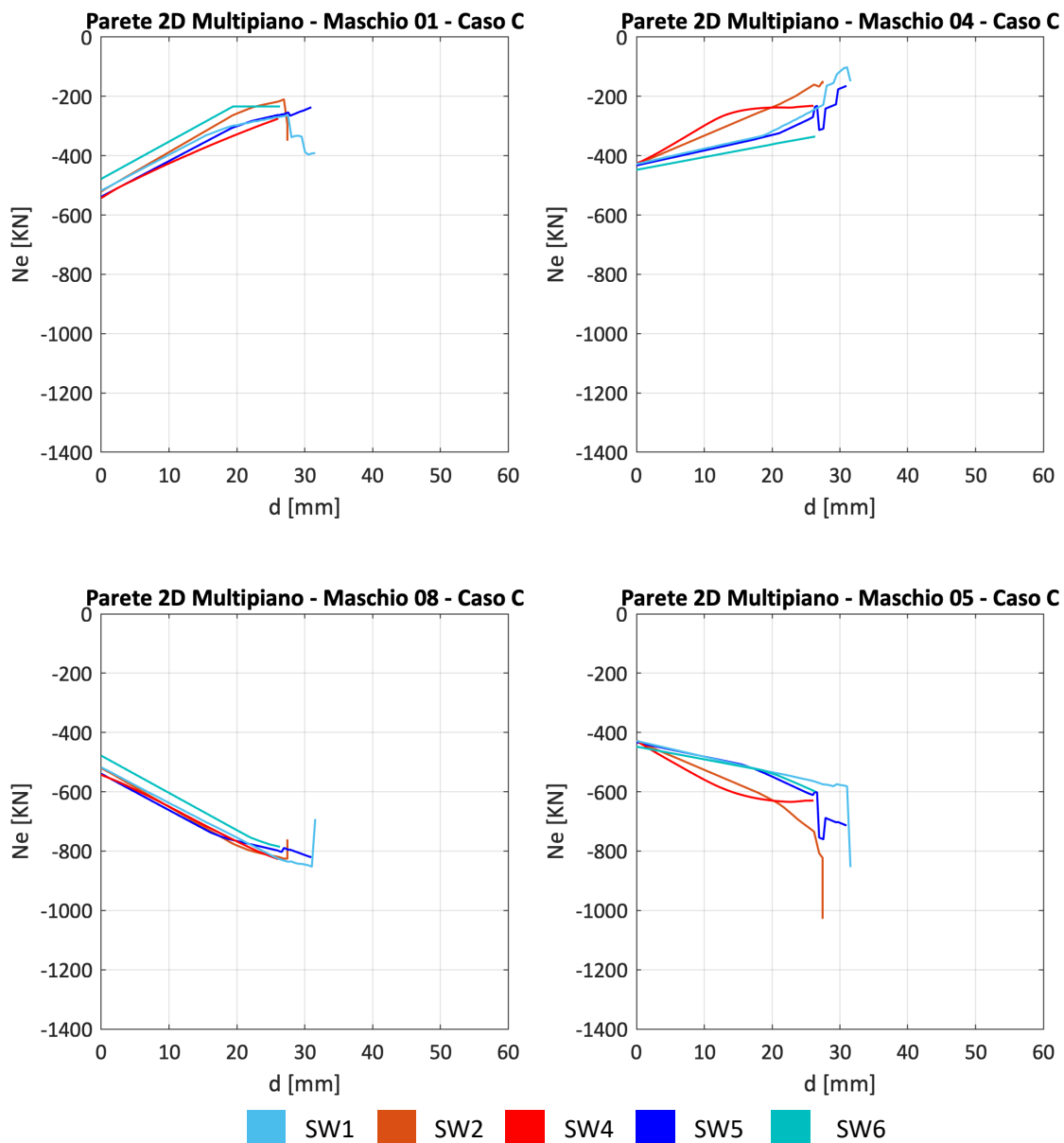


Figura 39 – Caso C (con cordoli): Variazione dello sforzo normale in alcuni maschi al piano terra: maschi 01, 04, 08 e 05.

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 40** 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.

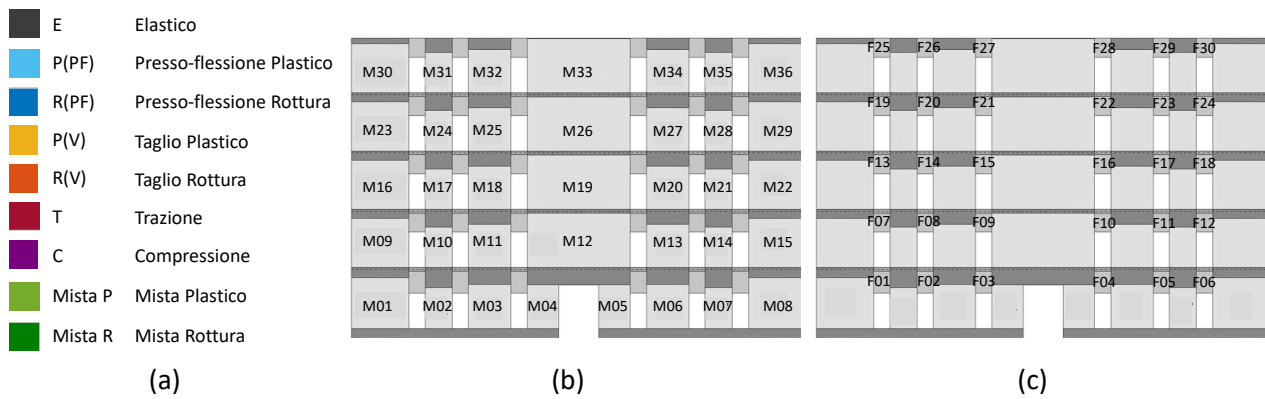


Figura 40 – Legenda adottata per le modalità di danneggiamento degli elementi (a) e numerazione assegnata agli elementi strutturali della parete – (b) maschi e (c) fasce per la struttura benchmark n°3

La **Figura 41** illustra nella vista completa della parete la modalità di danno simulata da ciascun *software* nel caso A; viceversa le **Figura 42** e **Figura 44** 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 41** 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.

CASO A

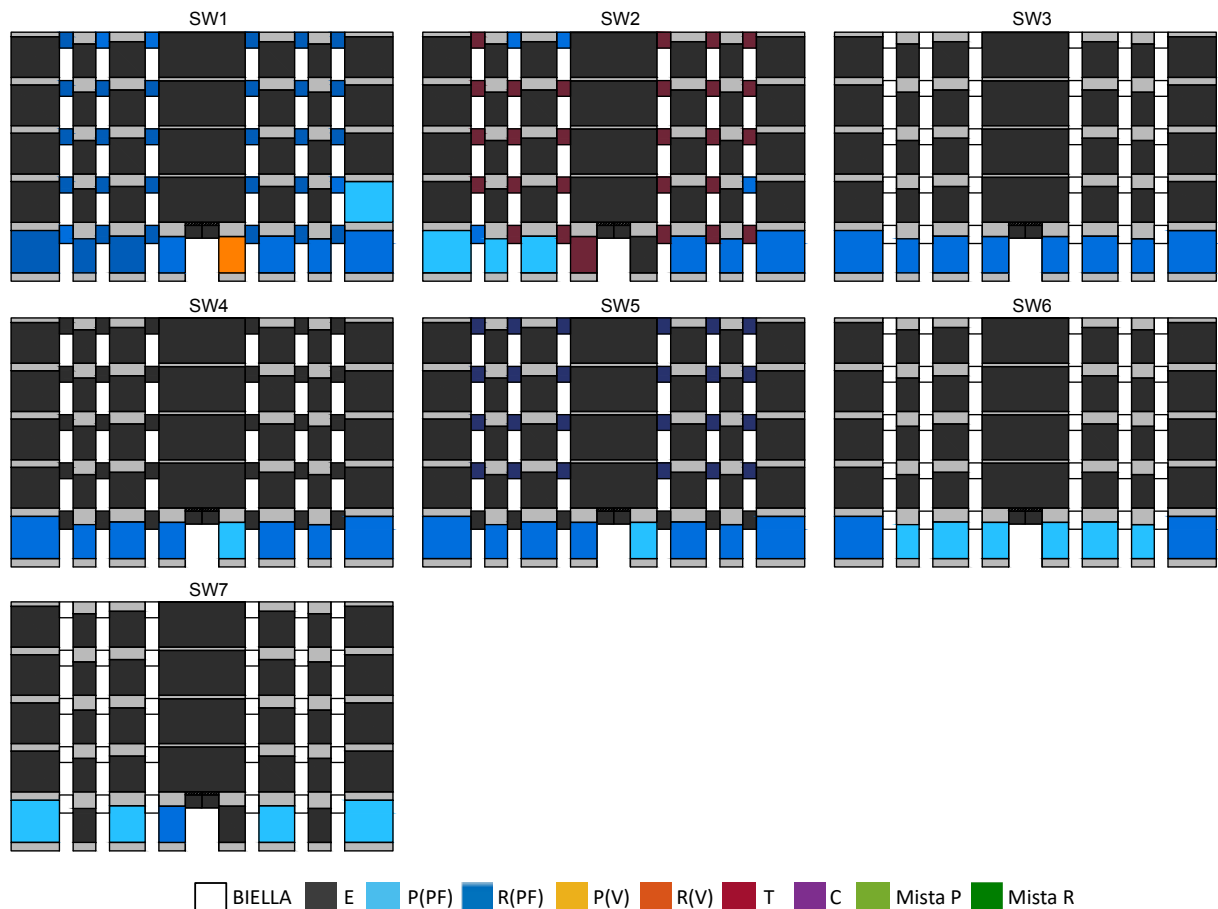


Figura 41 – Rappresentazione a scala della parete della modalità di danno stimata dai *software* nel caso A della struttura benchmark n°3

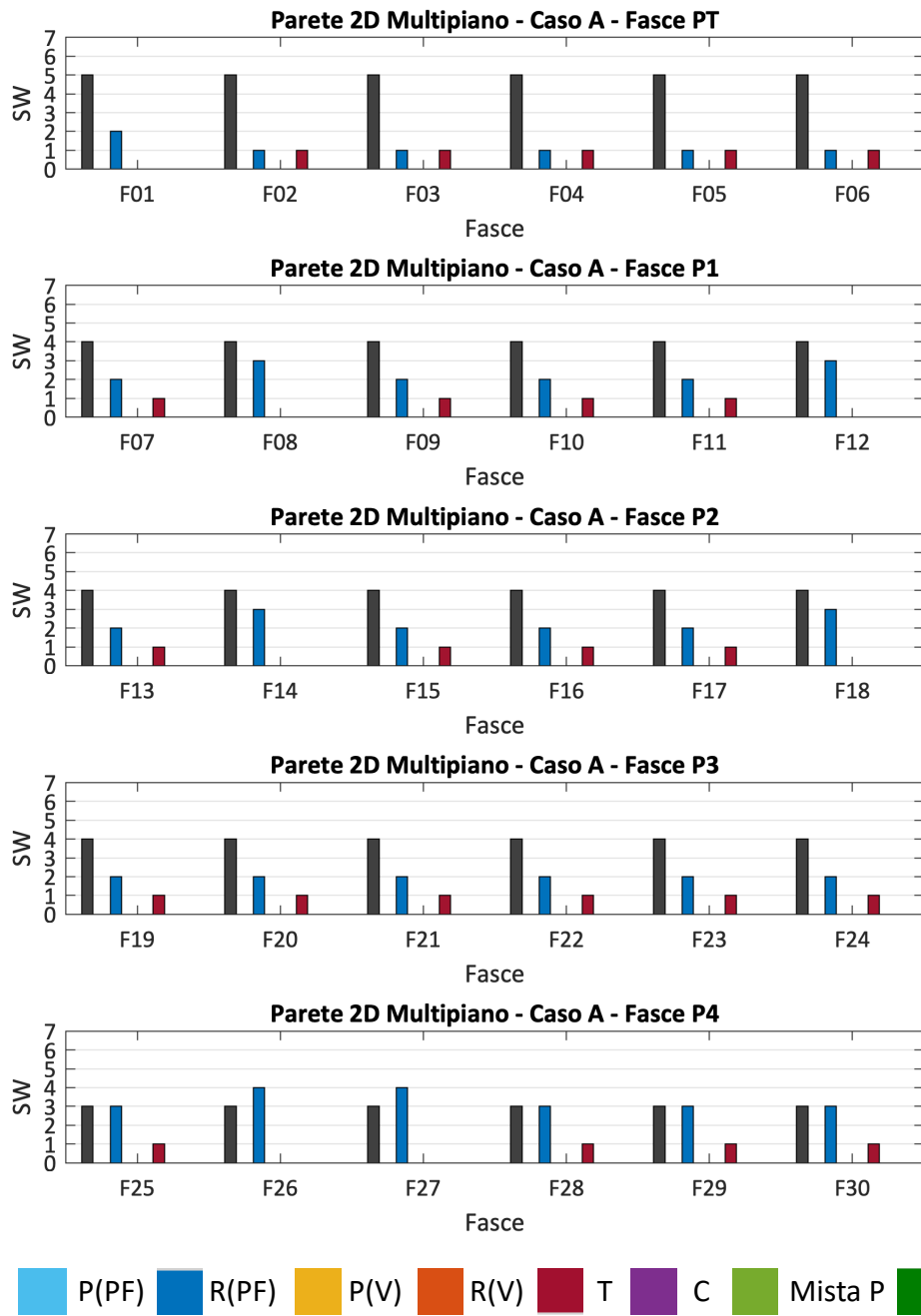


Figura 42 – Modalità di rottura predetta dai diversi *software* in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u (SLV) per le fasce dei vari livelli – Caso A.

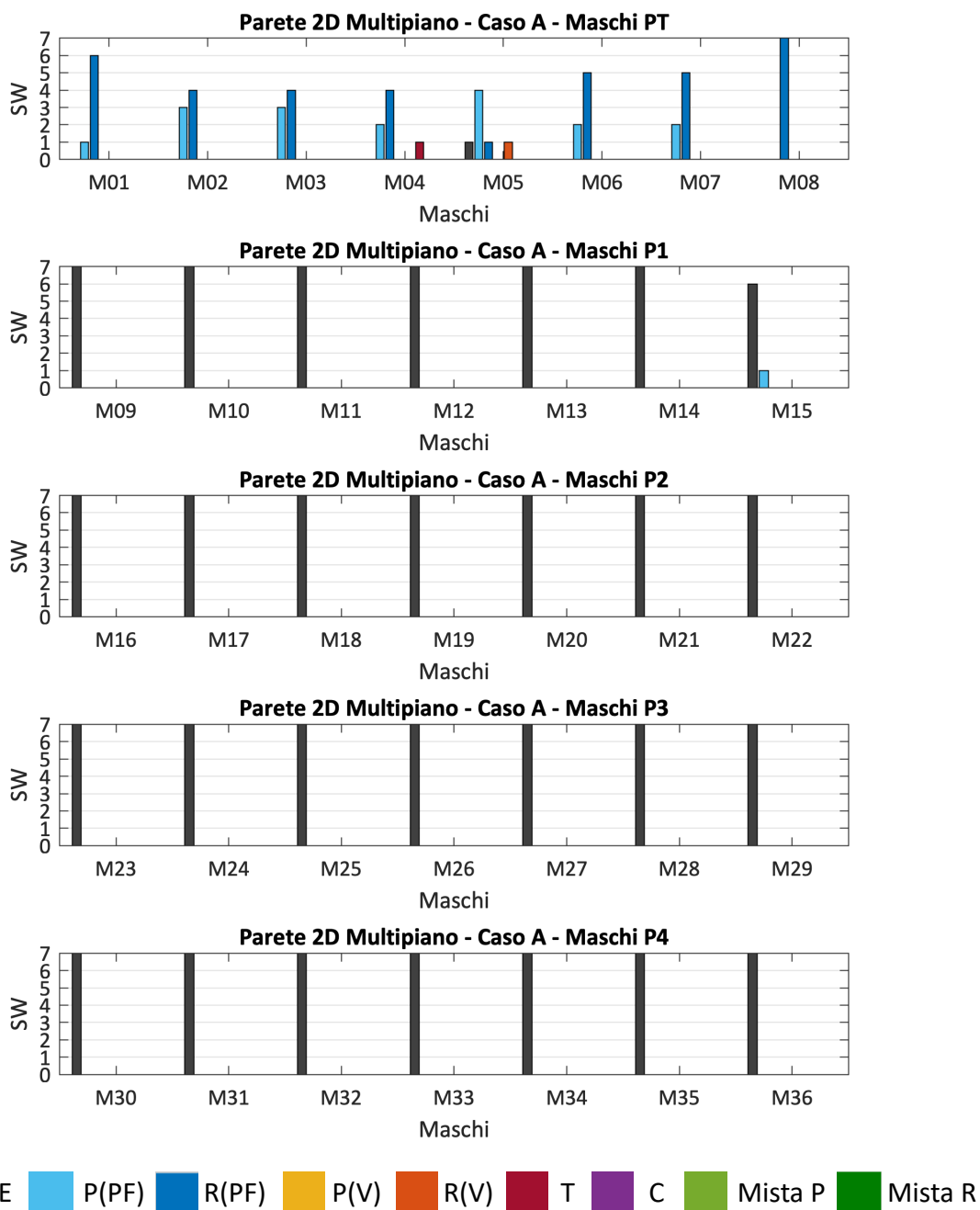


Figura 43 – Modalità di rottura predetta dai diversi *software* in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u (SLV) per i maschi dei vari livelli – Caso A.

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 44** illustra nella vista completa della parete la modalità di danno simulata da ciascun *software* nel caso C; viceversa le **Figura 45** e **Figura 46** 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 C

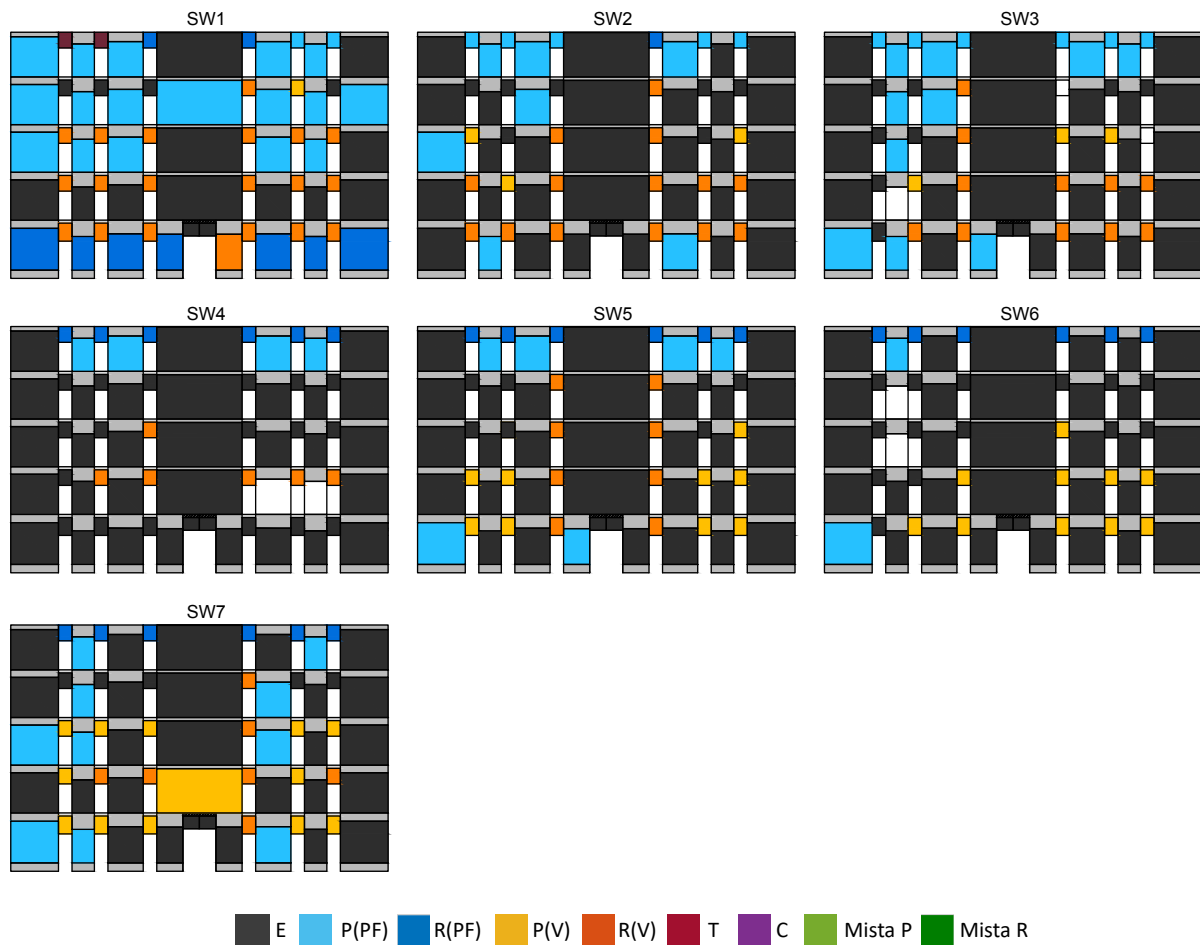


Figura 44 – Rappresentazione a scala della parete della modalità di danno stimata dai *software* nel caso C della struttura benchmark n°3

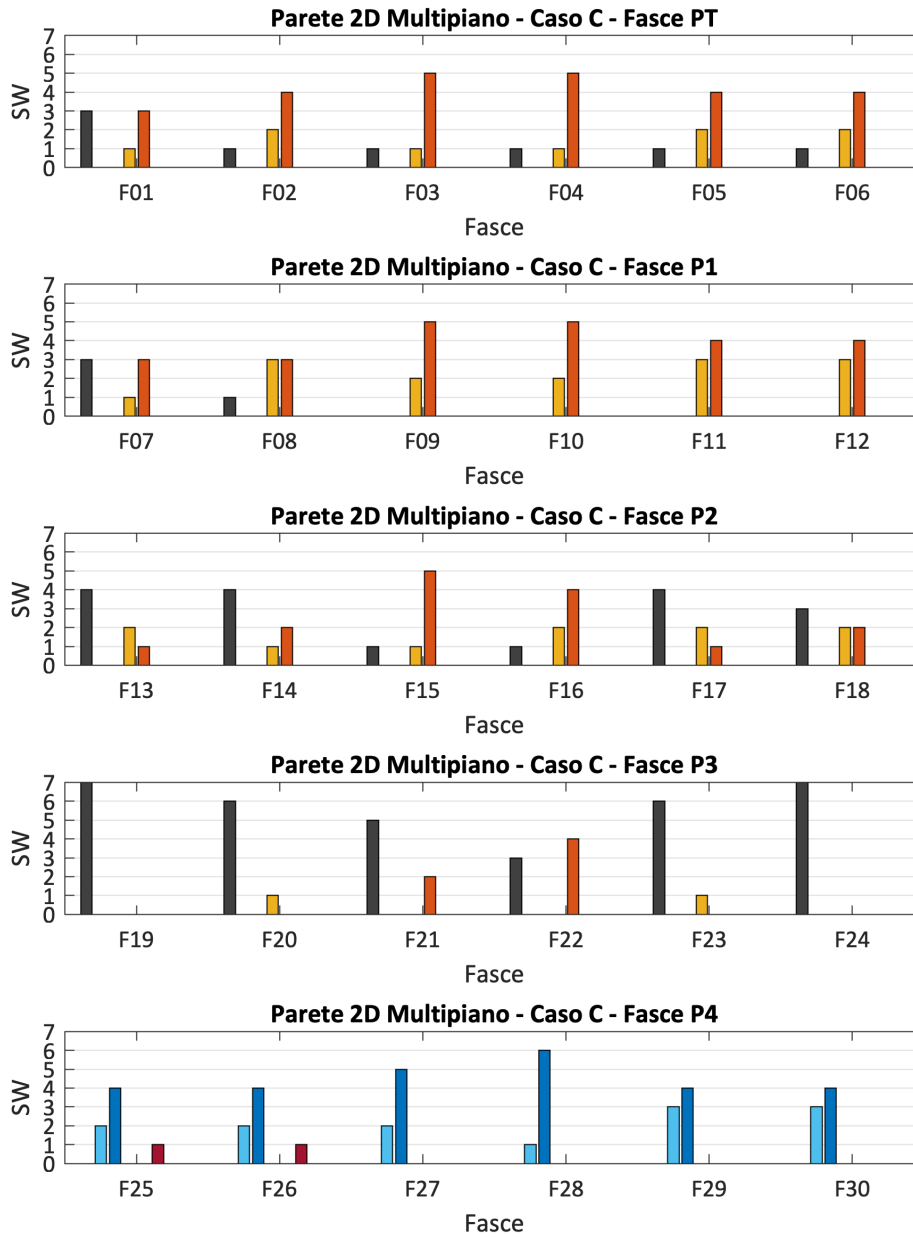


Figura 45 – Modalità di rottura predetta dai diversi software in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u (SLV) per le fasce dei vari livelli – Caso C.

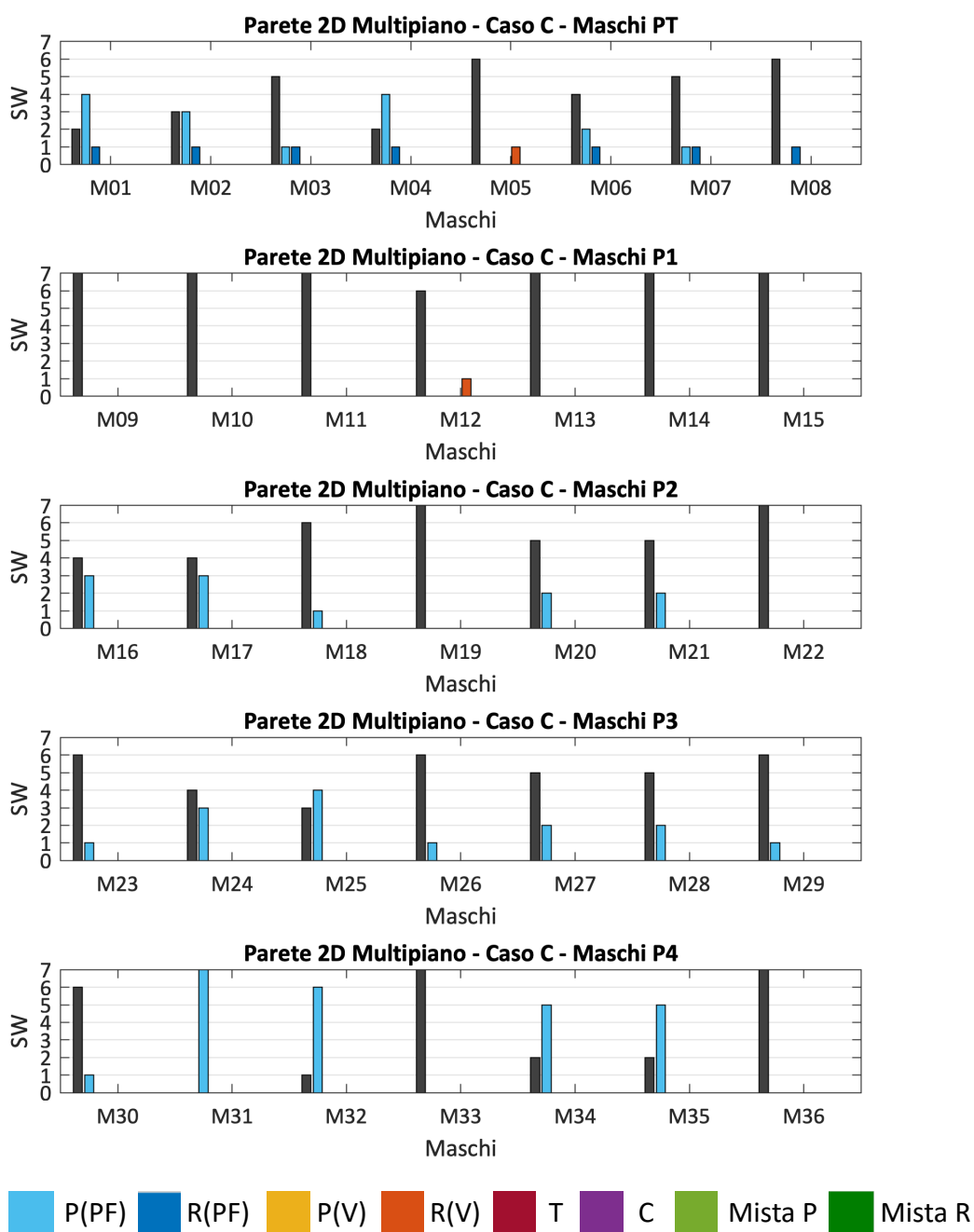


Figura 46 – Modalità di rottura predetta dai diversi software in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u (SLV) per i maschi dei vari livelli – Caso C.

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.

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.

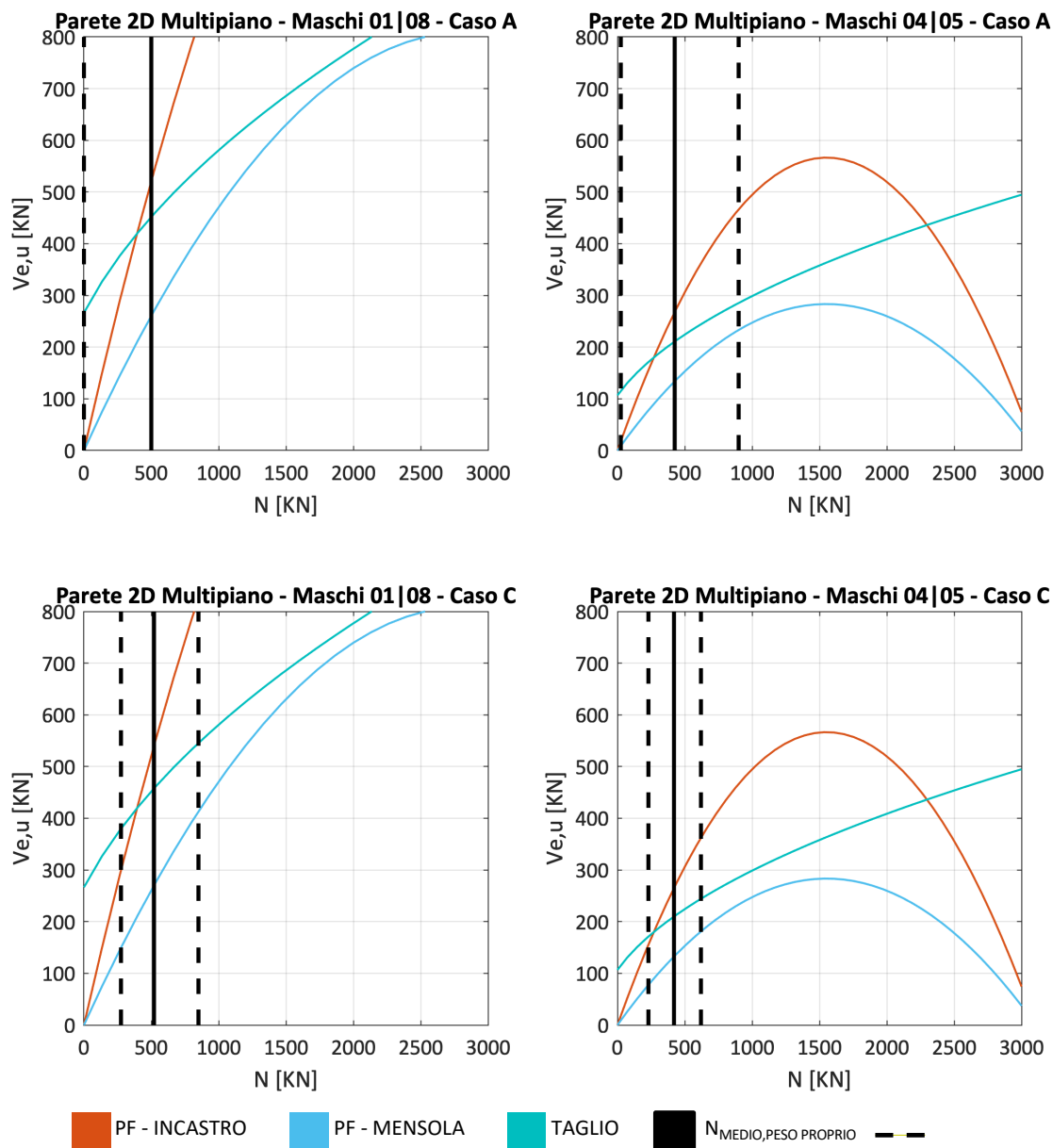


Figura 47 – Domini di resistenza di alcuni dei maschi posti al piano terra della struttura benchmark n°3 – Parete 2D multipiano: Caso A, maschi 01-08 e maschi 04-05; Caso C, maschi 01-08 e maschi 04-05.

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

Le **Figura 48** e **Figura 49** 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 40**). 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 rigidità 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.

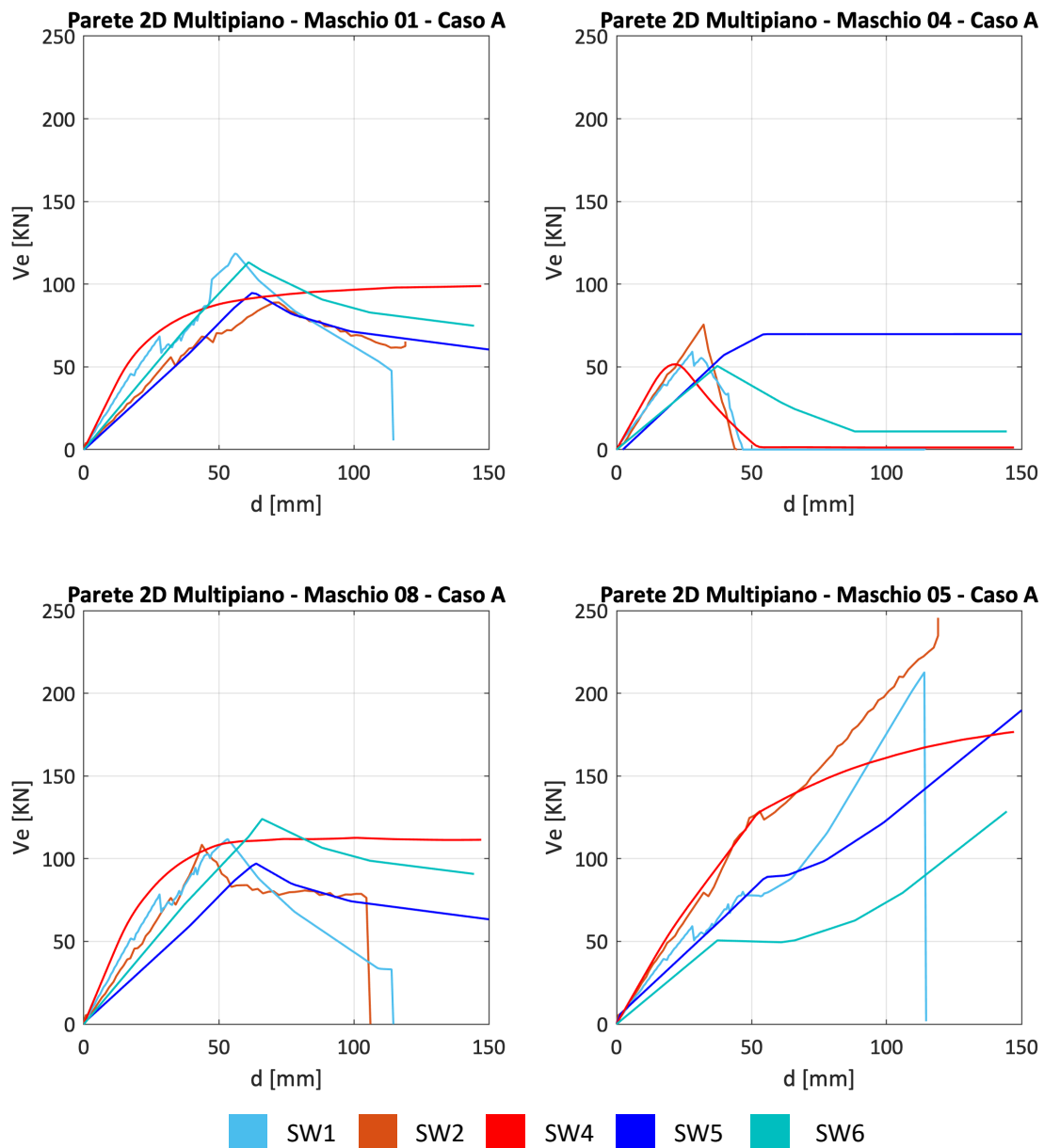


Figura 48 – Caso A (fasce deboli): Curve taglio-spostamento per alcuni maschi al piano terra: maschi 01, 04, 08 e 05.

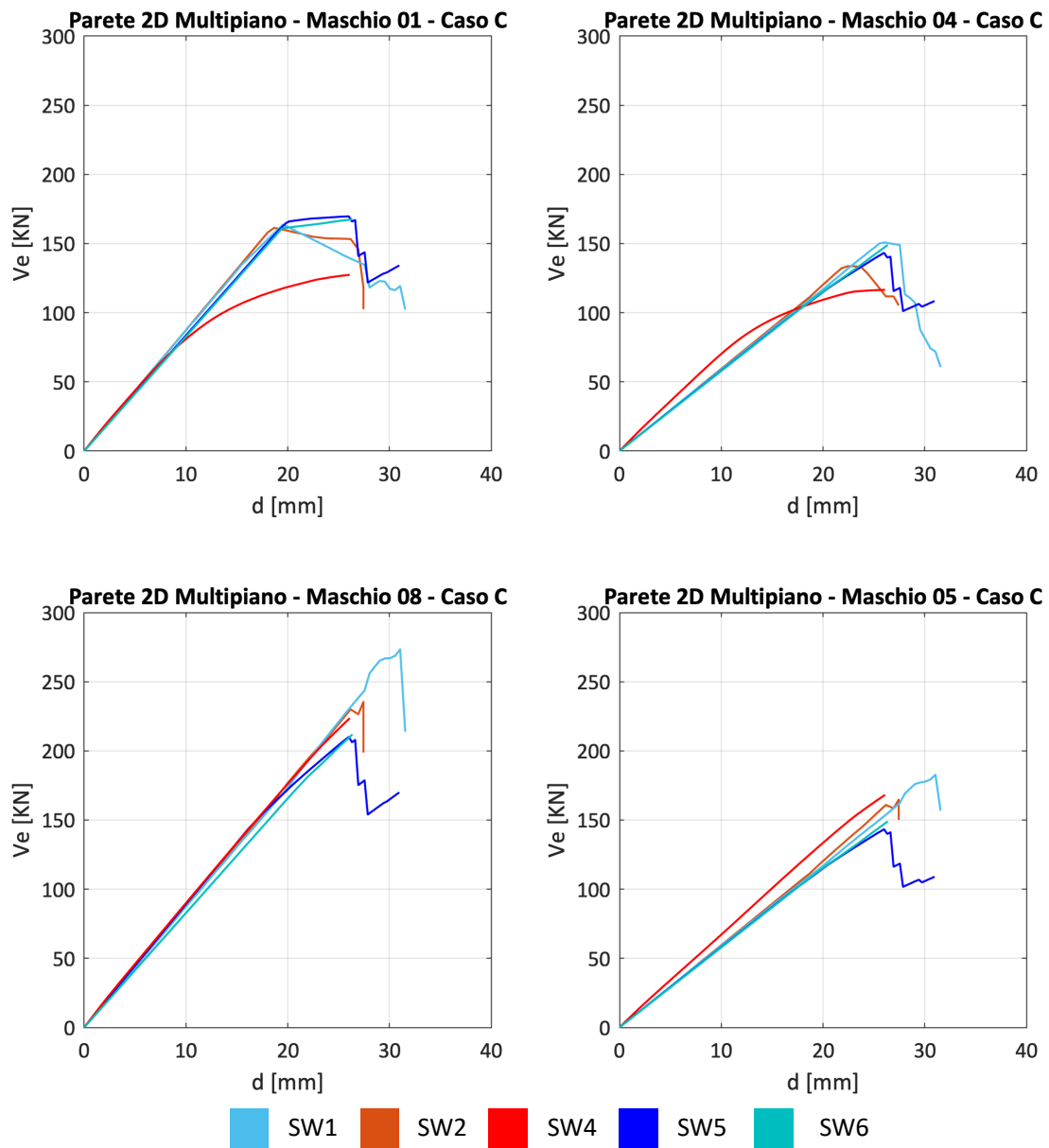


Figura 49 – Caso C (con cordoli): Curve taglio-spostamento per alcuni maschi al piano terra: maschi 01, 04, 08 e 05.

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 50**) 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 51** è illustrata la disposizione delle aperture nelle pareti, combinate nelle configurazioni geometriche considerate (**Figura 50**).

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>si veda la Scheda benchmark 4</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>

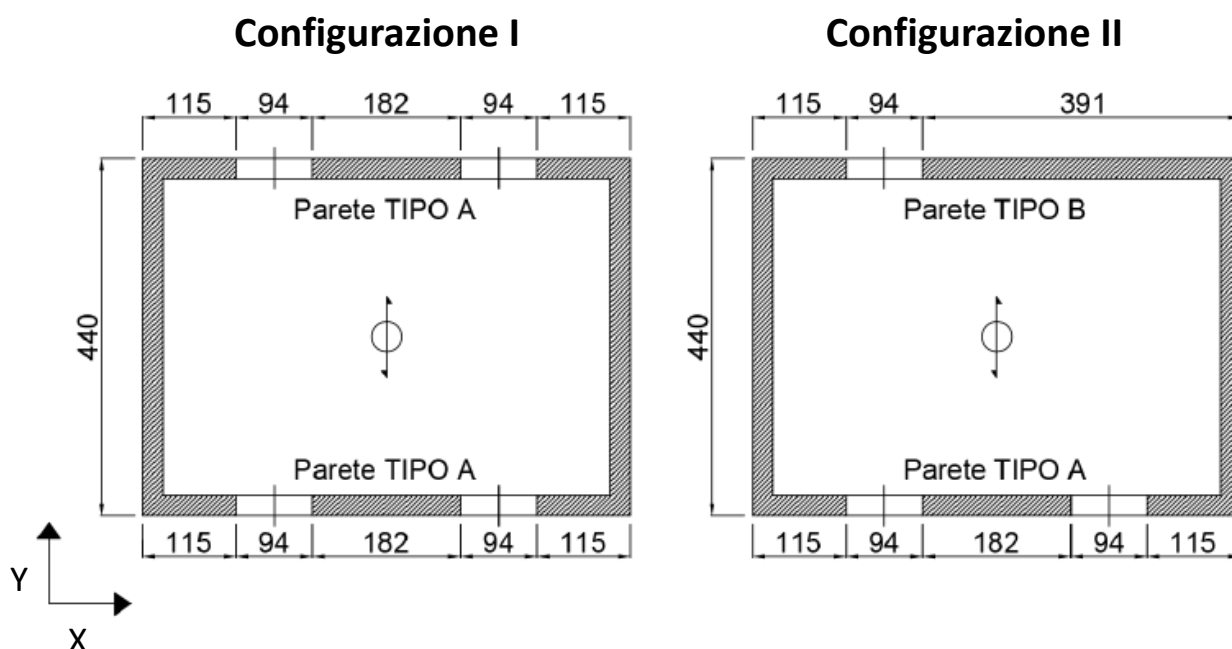


Figura 50 – Configurazioni geometriche planimetriche analizzate per la struttura benchmark n°4 (misure in cm)

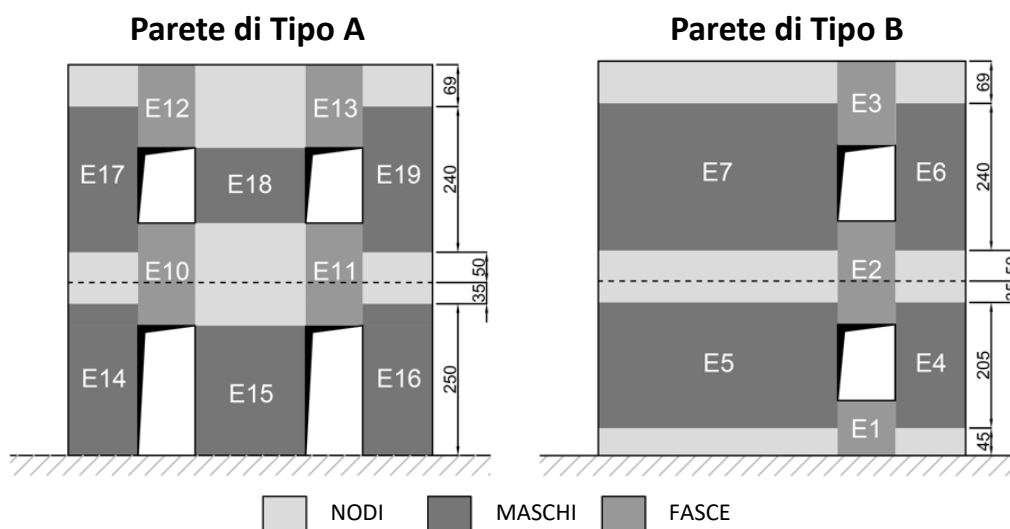


Figura 51 – Geometrie delle pareti considerate per il caso benchmark n°4 con identificativo degli elementi strutturali

La **Figura 52** 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 52a**);
- 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 52b**).

Come si può osservare in **Figura 52a**, passando dal Caso A al Caso D (corrispondente alla condizione ideale *shear type*), sia la rigidità 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 52b** 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 rigidità 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).

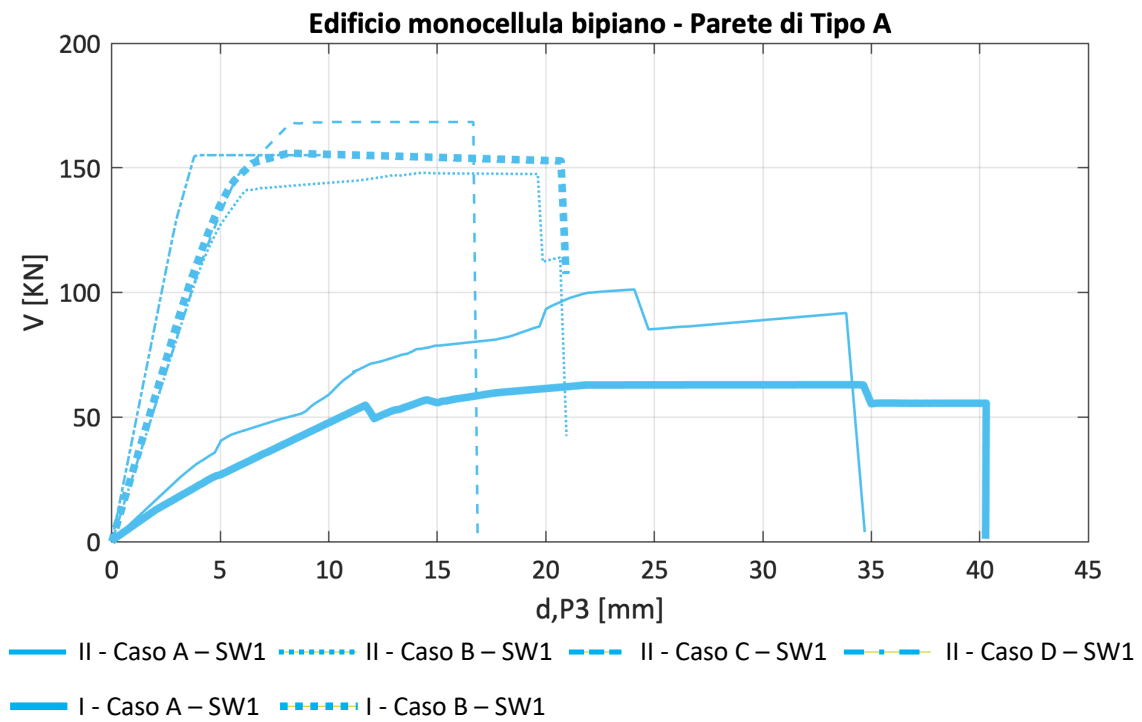
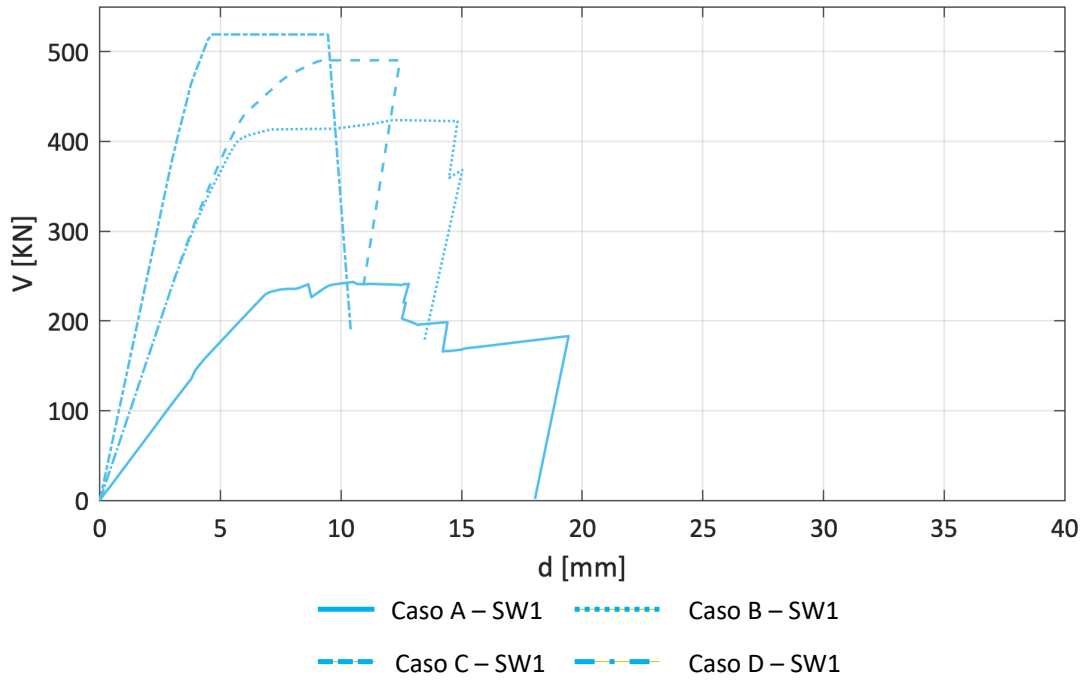


Figura 52 – a) Curve *pushover* globali ottenute con il SW1 per le configurazioni A, B, C e D delle fasce, nella configurazione geometrica I; b) Curve *pushover* della parete di Tipo A ottenute con il SW1 per le configurazioni geometriche I e II e per le configurazioni A, B e C delle fasce murarie

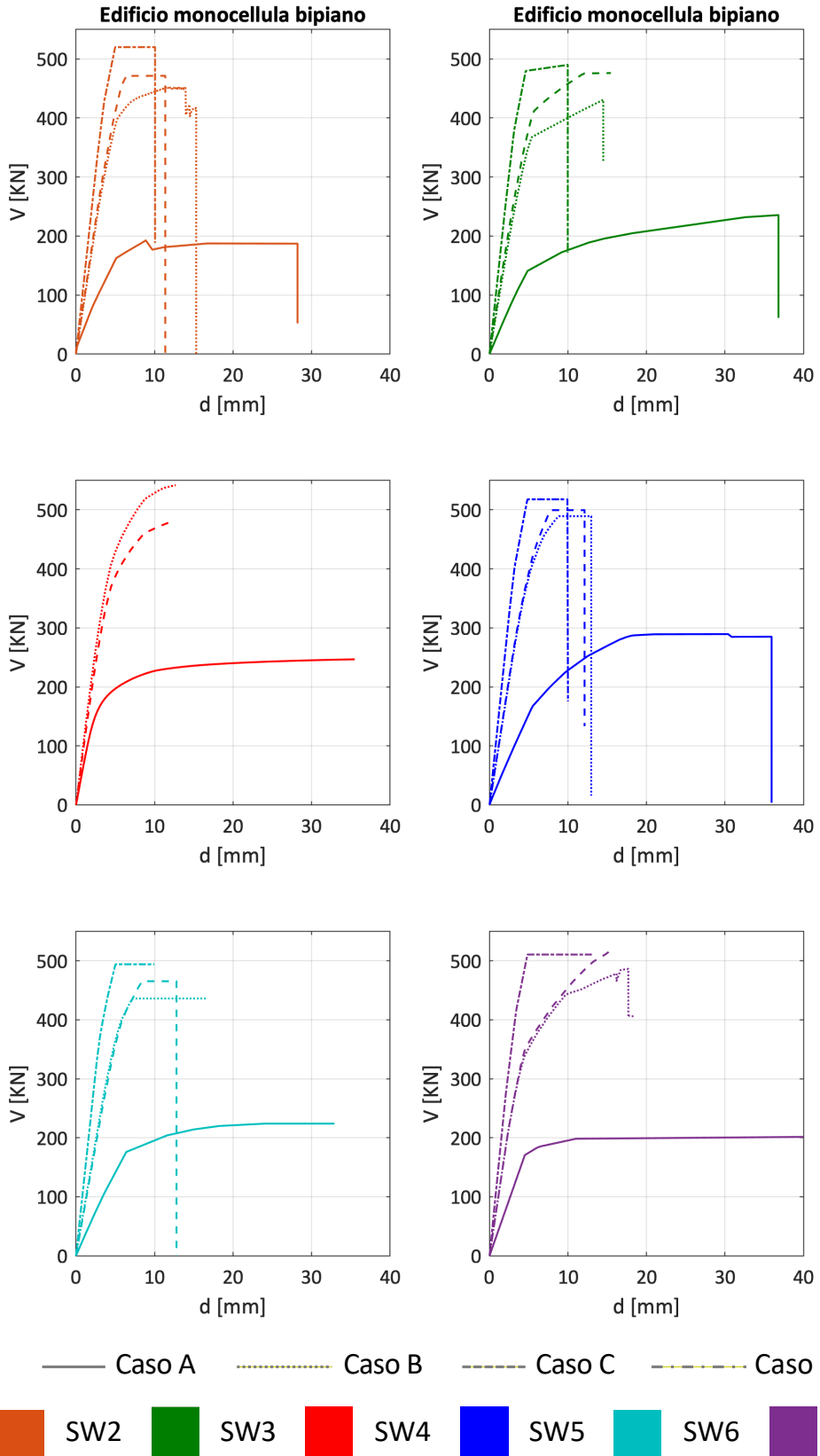


Figura 53 – Curve *pushover* globali ottenute con i *software* basati su modellazione a telaio equivalente impiegati passando dalla configurazione A alla D delle fasce murarie

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 **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.

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	-

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.

La **Figura 54** 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 rigidezza 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 54** 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 51** 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 54**, sono i maschi ciechi a piano terra delle pareti orientate in Y in **Figura 50**.

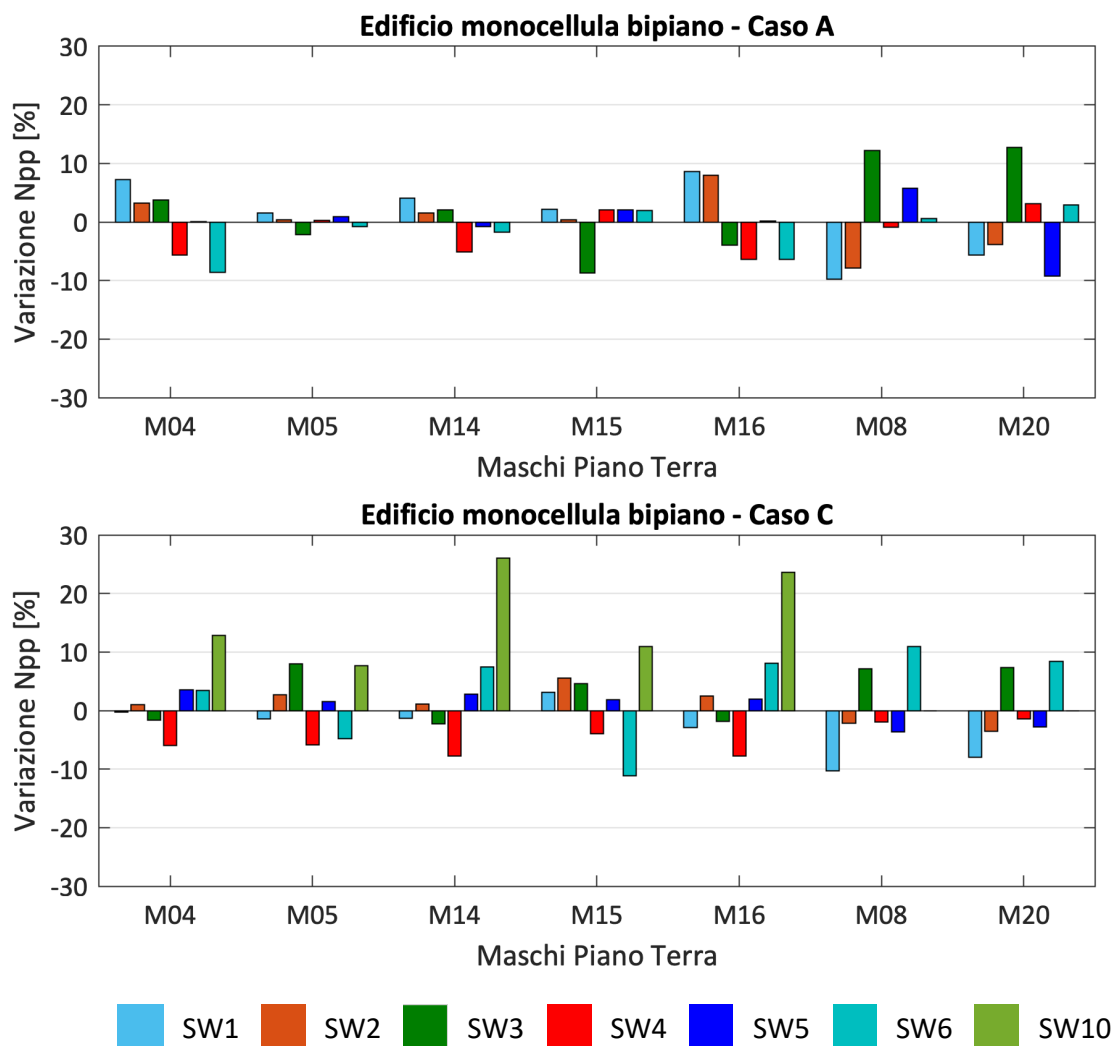


Figura 54 – Variazione percentuale rispetto al valore medio dello sforzo normale agente nei maschi del piano terra a seguito dell’applicazione dei soli carichi gravitazionali.

5.6.2 Confronto delle curve *pushover* globali

La **Figura 55** 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.

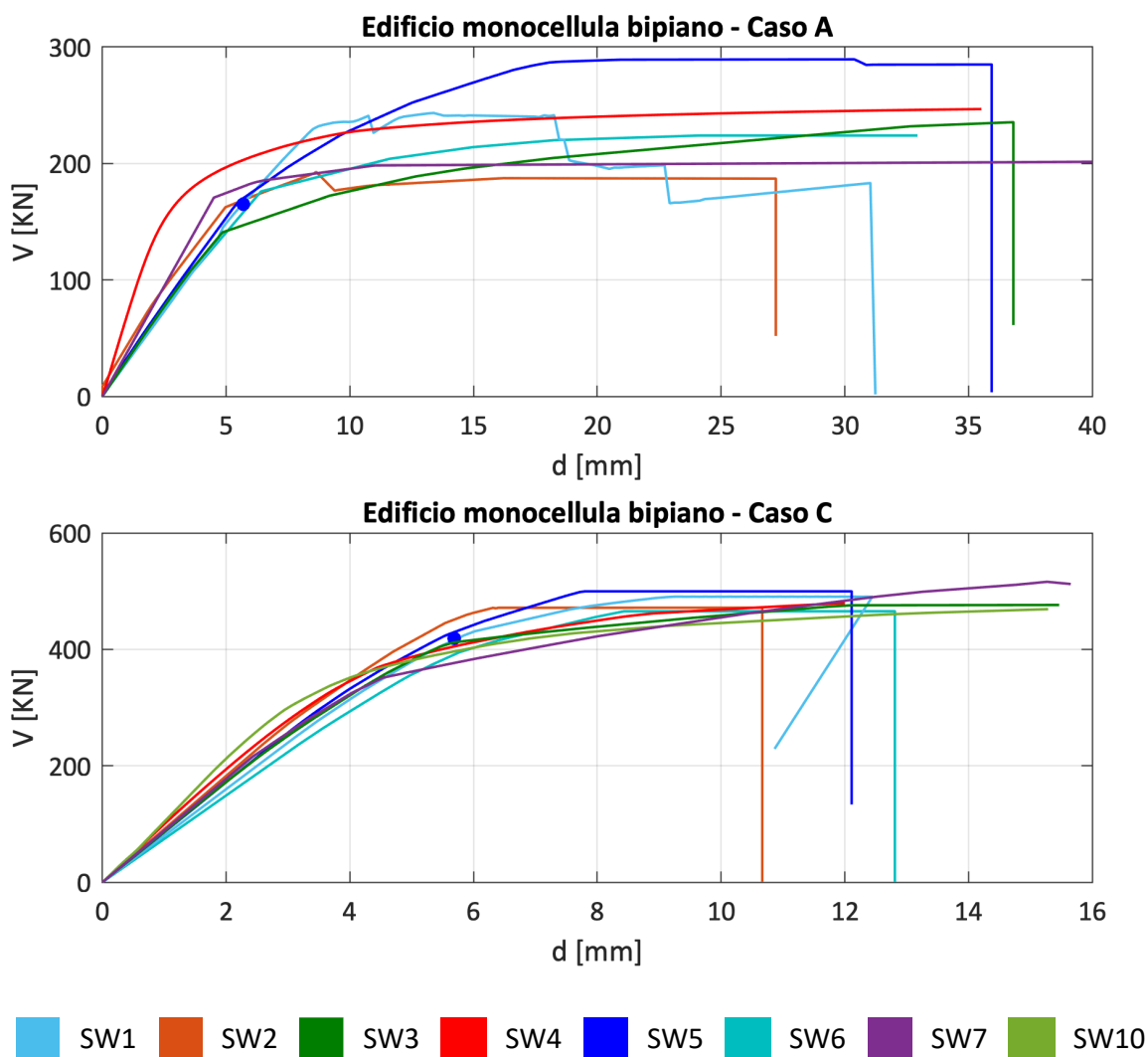


Figura 55 – Confronto delle curve *pushover* globali ottenute per il caso benchmark n°4 – Configurazione II

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	Vy	du	K	Vy	Du
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

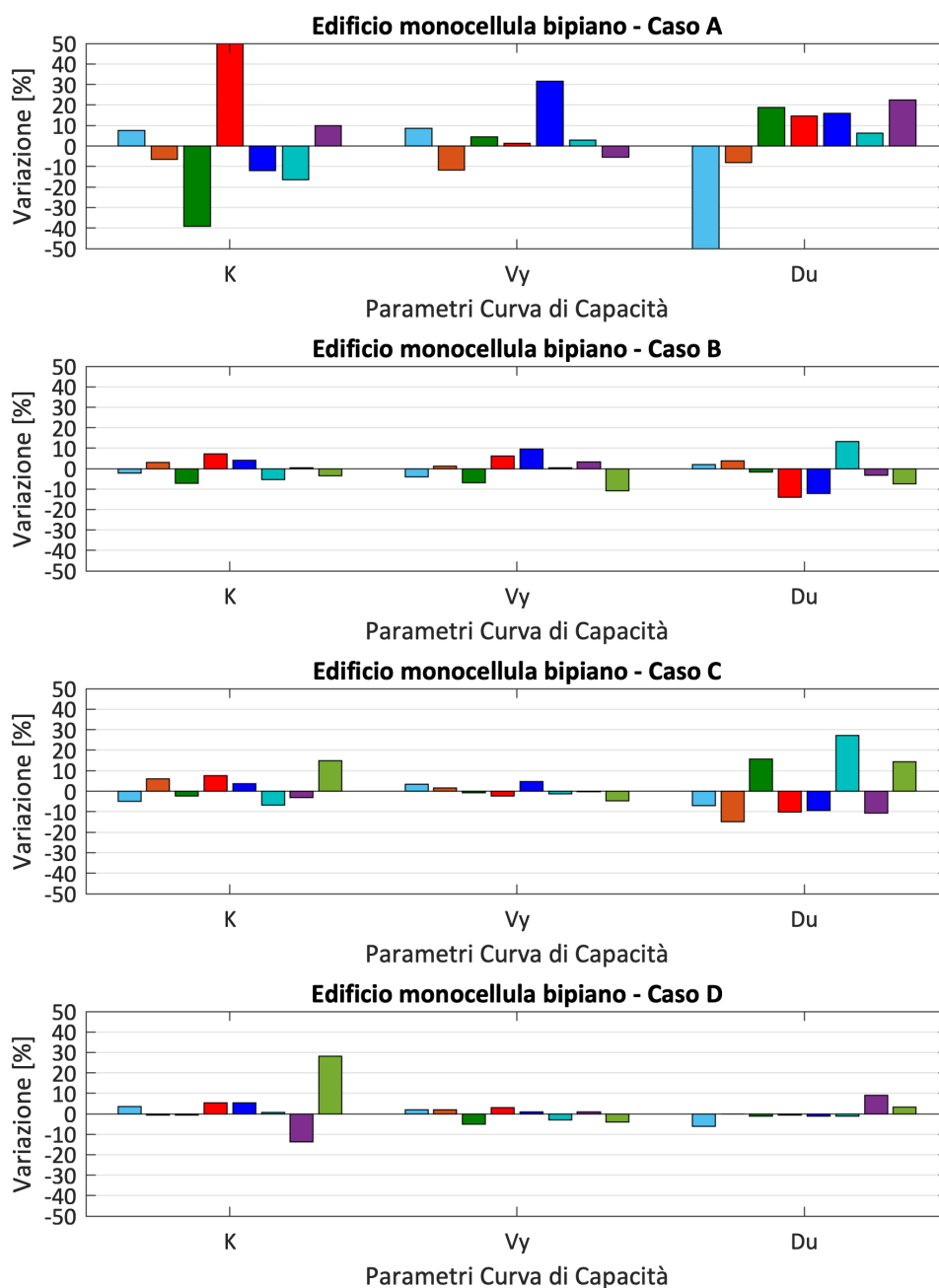
- = non conteggiato nelle medie per attivazione della cerniera a pressoflessione nei maschi M05 con comportamento evolutivo non coerente tra la variazione delle caratteristiche di sollecitazione M e N.

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 56** 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’algoritmo 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 56 – Variazione percentuale rispetto al valore medio di riferimento delle grandezze che definiscono la curva bilineare equivalente: struttura benchmark n°4

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 rigidità.

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

In **Figura 57** e in **Figura 58** 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 59**) si osserva che, come atteso, la risultante non subisce alcuna variazione durante l'analisi. Tale risultato è illustrato in **Figura 60** e confrontato con il corrispondente calcolo svolto con riferimento al Caso C.

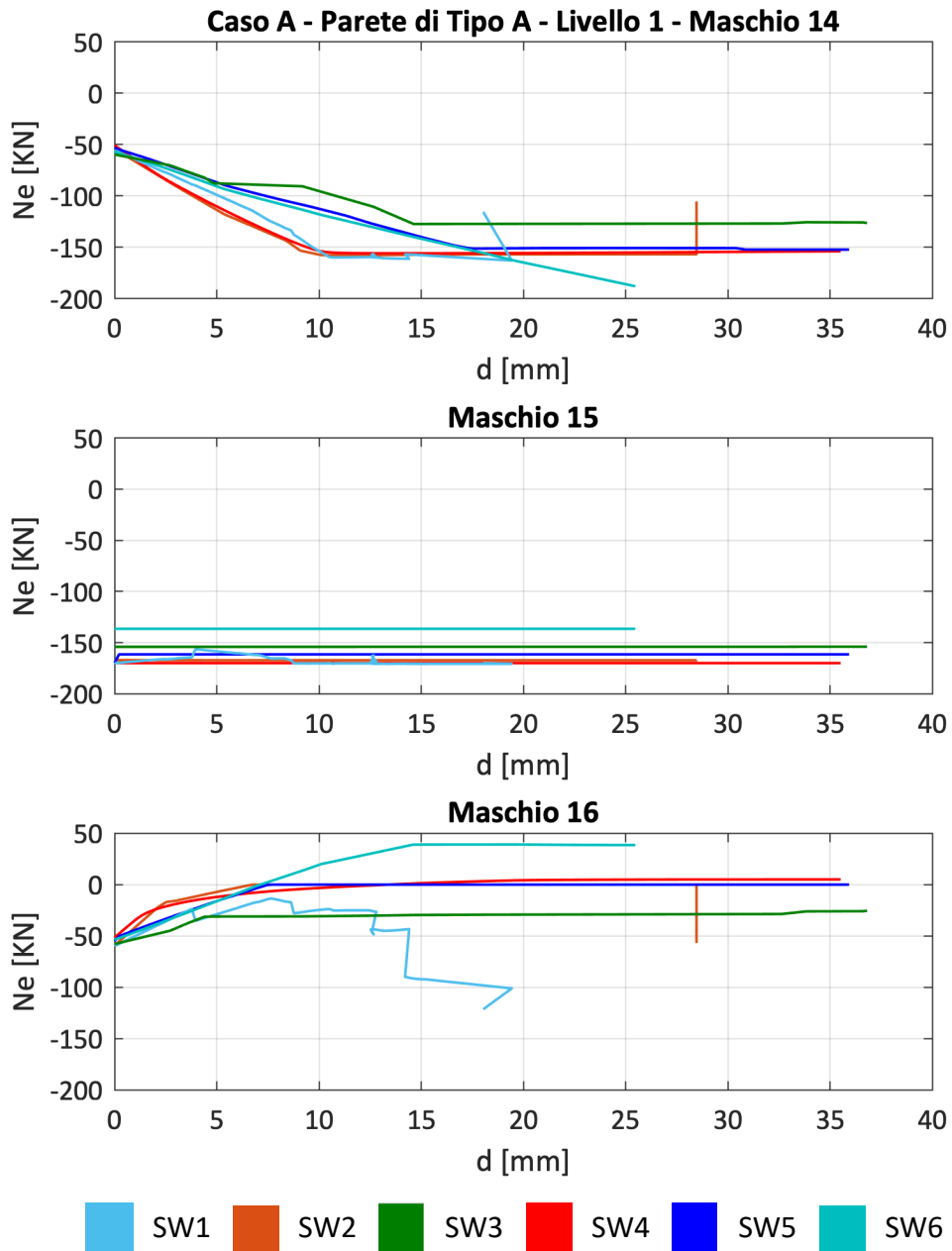


Figura 57 – Evoluzione dello sforzo normale nei maschi del piano terra della parete di Tipo A: Caso A

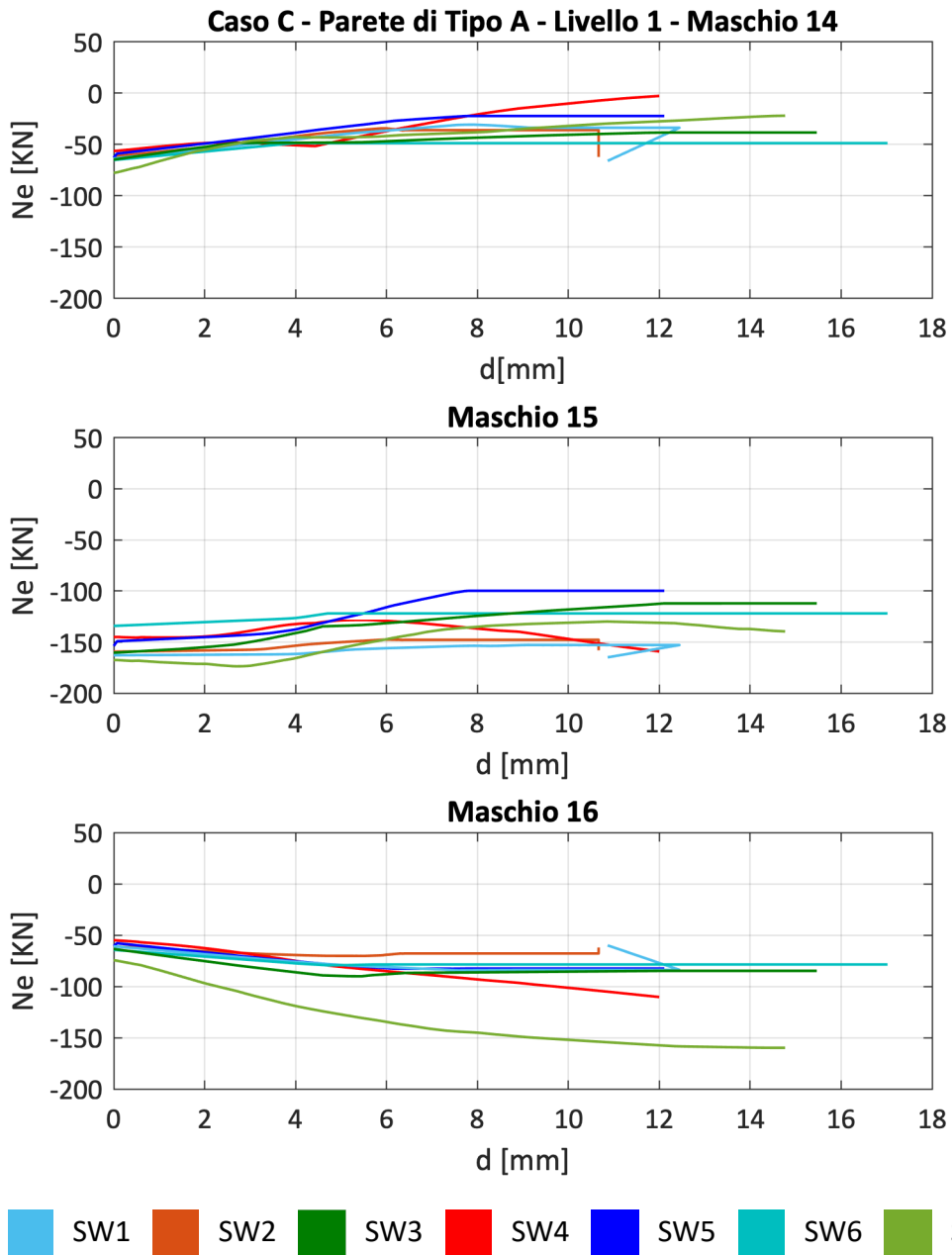


Figura 58 – Evoluzione dello sforzo normale nei maschi del piano terra della parete di Tipo A: Caso C

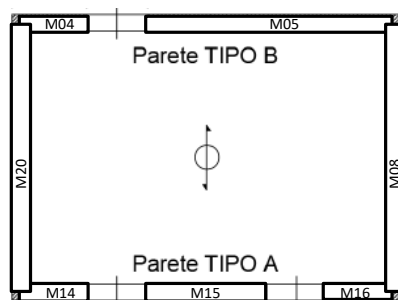


Figura 59 – Identificazione dei maschi che interagiscono nell'evoluzione dello sforzo normale nella struttura benchmark n°4

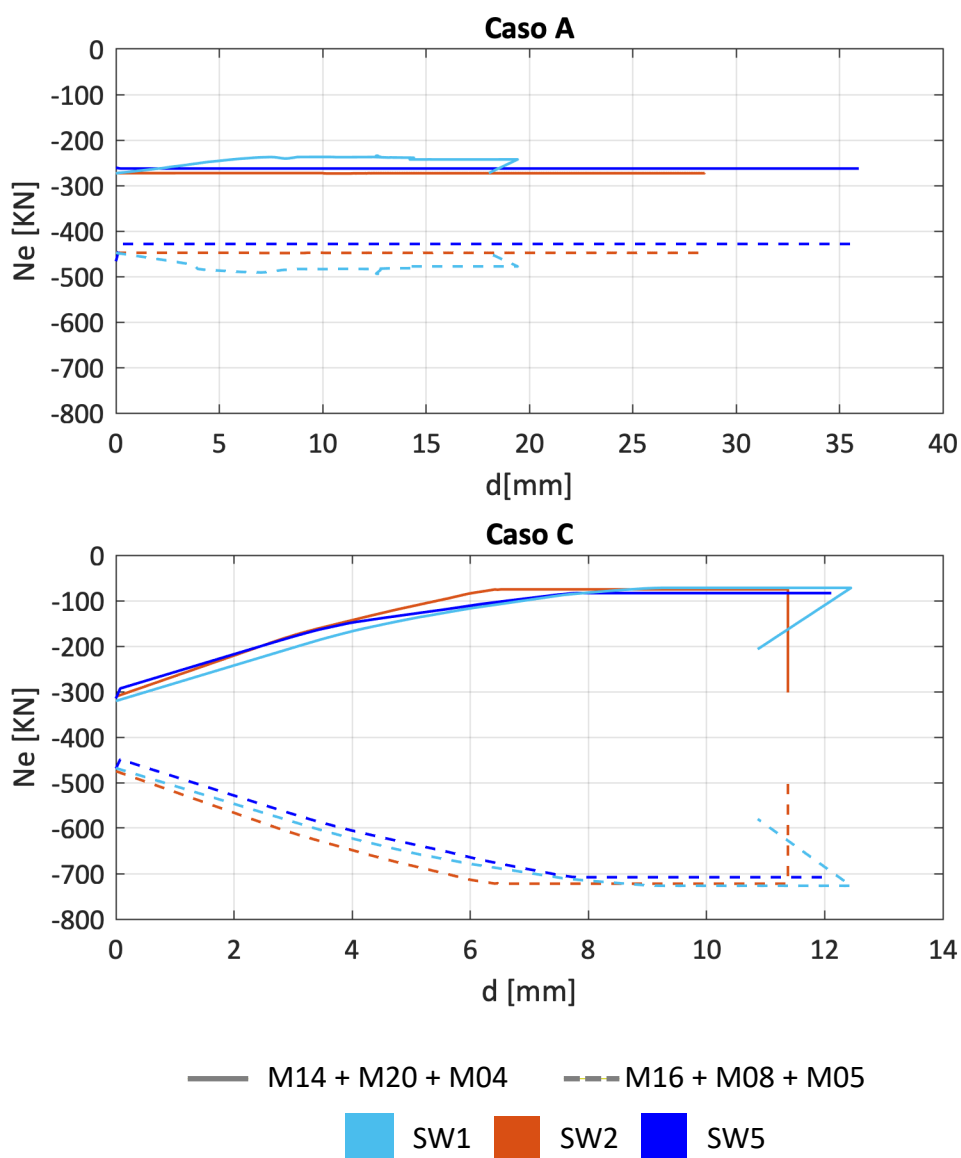


Figura 60 – Evoluzione della somma degli sforzi normali dei maschi disposti sul lato sopravvento e sottovento nelle analisi svolte

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.

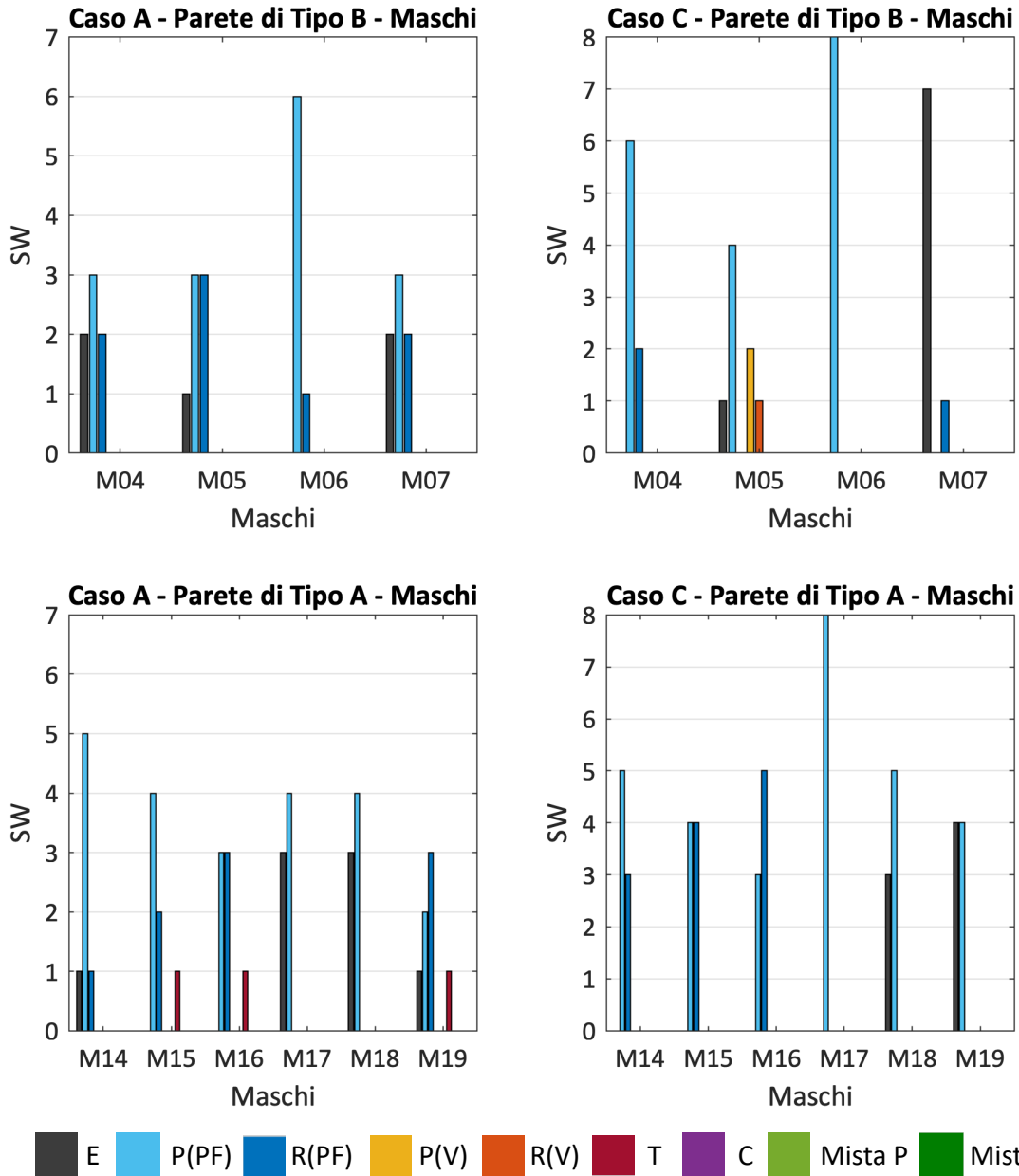


Figura 61 – Modalità di rottura predetta dai *software* basati su modellazione a telaio equivalente per i maschi delle pareti 1 e 3 in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u .

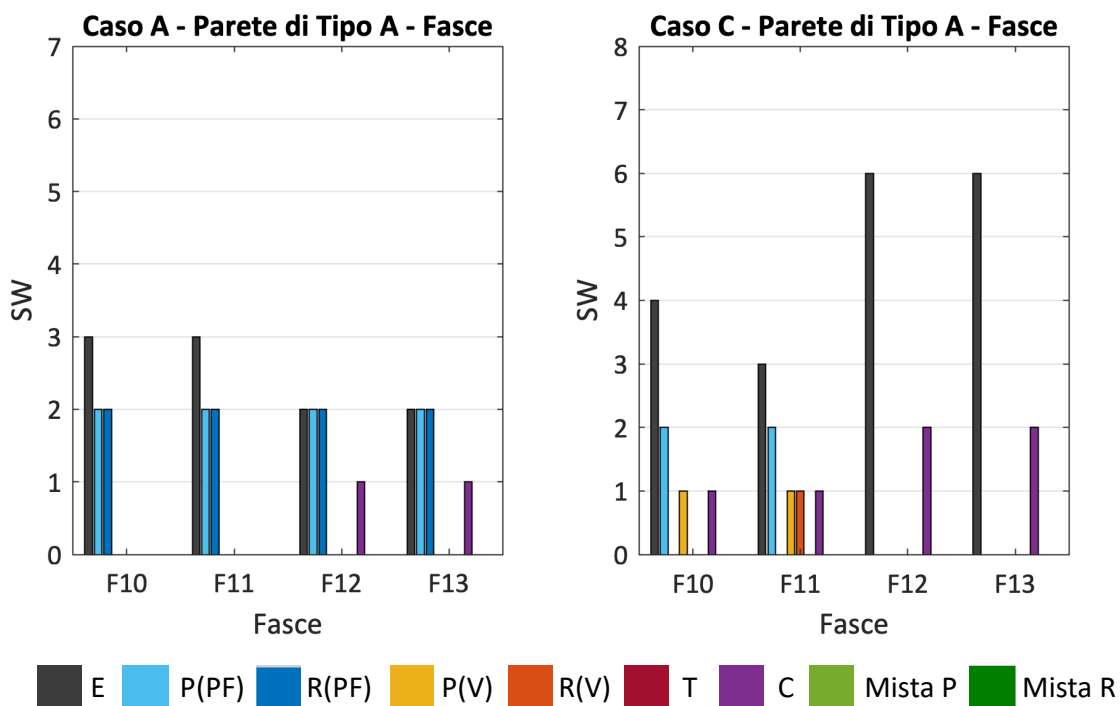


Figura 62 – Modalità di rottura predetta dai *software* basati su modellazione a telaio equivalente per le fasce della parete di Tipo A in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u .

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 63**.

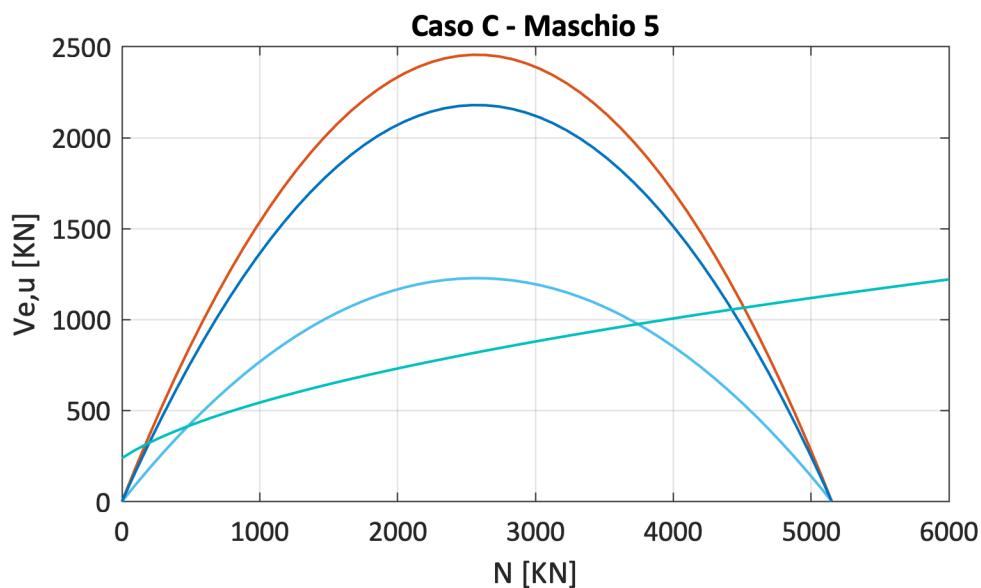
In **Figura 63a**, sono rappresentati i domini di resistenza dell'elemento, definiti considerando, con riferimento al meccanismo di rottura per pressoflessione, tre differenti schemi statici:

- **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).

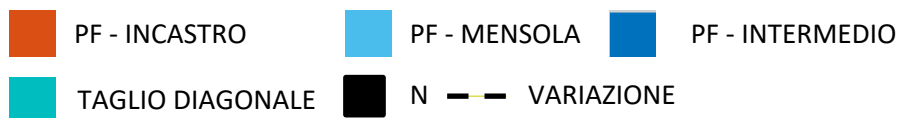
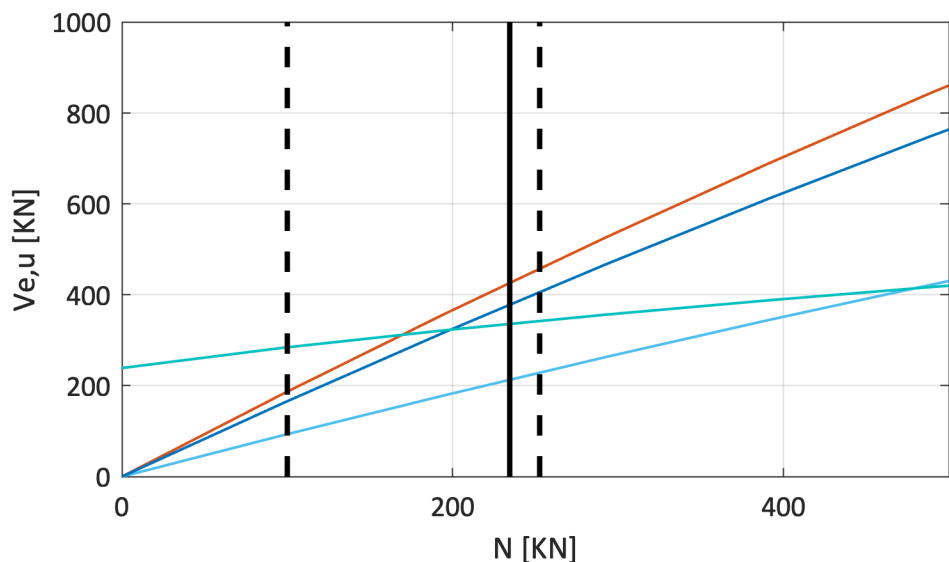
La condizione di vincolo intermedia e quella di mensola rappresentano le condizioni limite della risposta del maschio M05, il quale, trovandosi inizialmente in una condizione di vincolo **intermedia**, evolve verso quella di **mensola** mano a mano che il danno nelle fasce progredisce.

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 63b**, 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).



a.



b.

Figura 63 – 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)

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).

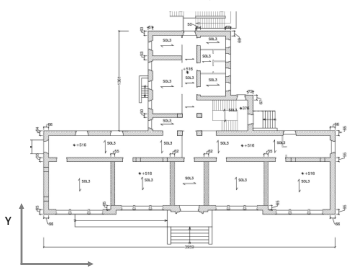
5.7 Struttura benchmark n° 5 – Edificio complesso

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.

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

Struttura benchmark	Varianti analizzate	Finalità
<p>Edificio complesso</p>  <p><i>si veda la Scheda benchmark 5</i></p>	Al variare di diverse ipotesi sui dettagli costruttivi (presenza o meno di cordoli)	<p>Analisi della risposta 3D di una struttura ispirata alla geometria di un edificio reale</p>
	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.	

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).

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 64** 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.

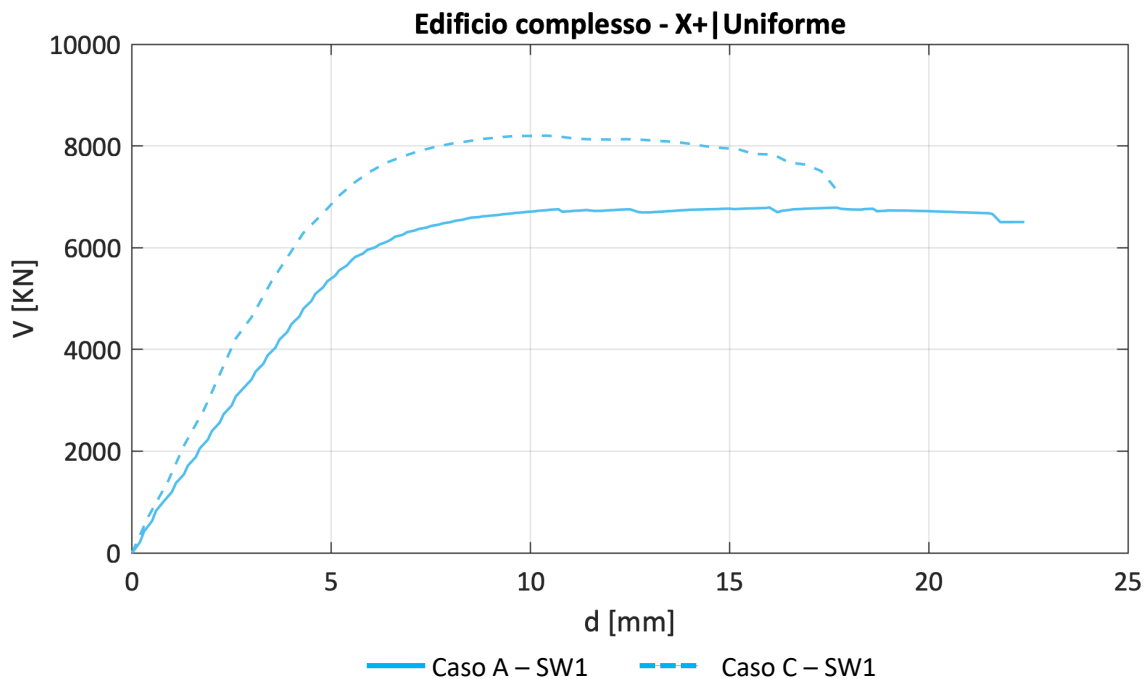


Figura 64 – Confronto in termini di curve pushover nelle configurazioni A e C.

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).

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.

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 65**).

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	-

La **Figura 66** 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).

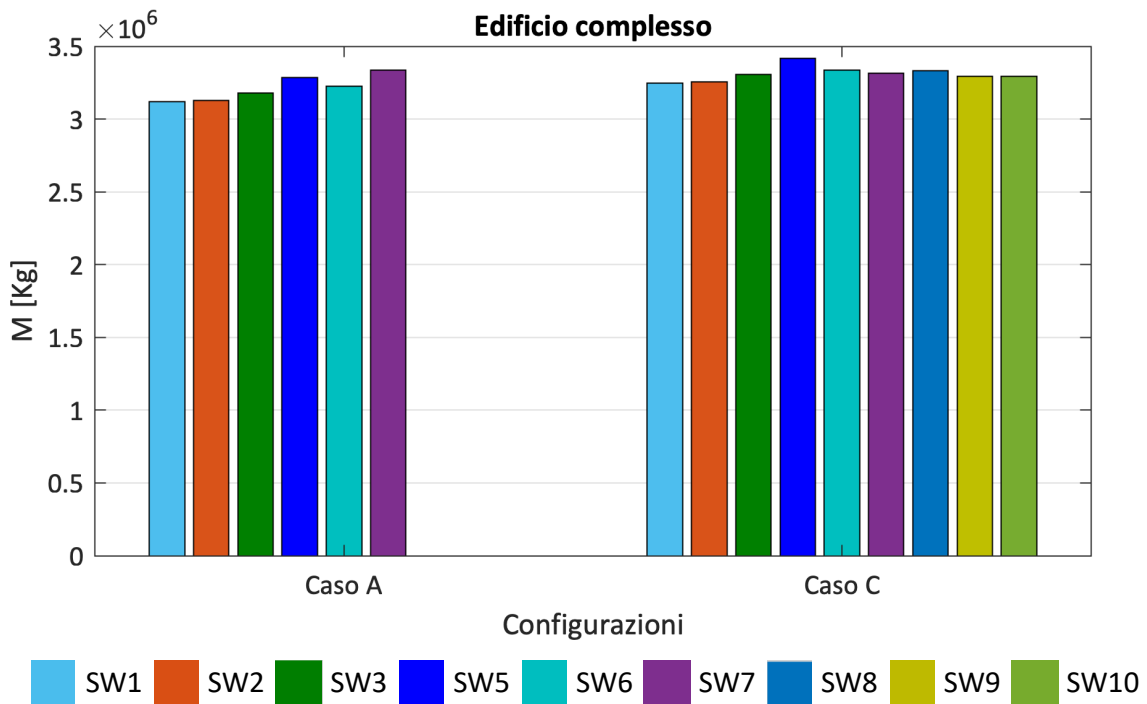


Figura 65 – Masse dei casi A e C valutate con i diversi software.

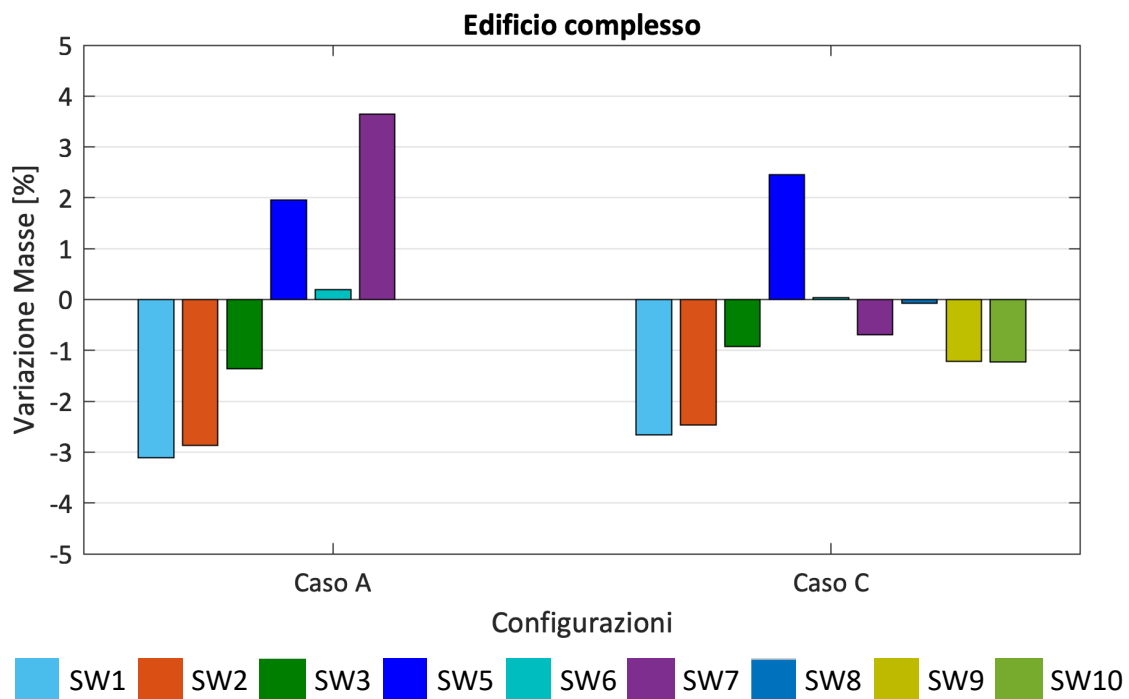


Figura 66 – Variazione percentuale delle masse valutate da ciascun software rispetto al valor medio.

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.

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

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 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	Gruppo 1	Moduli fessurati	
			Gruppo 2	Moduli elastici
			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 67** e **Figura 68** illustrano il confronto dei periodi associati ai tre modi calcolati dai diversi software nei casi A e C.

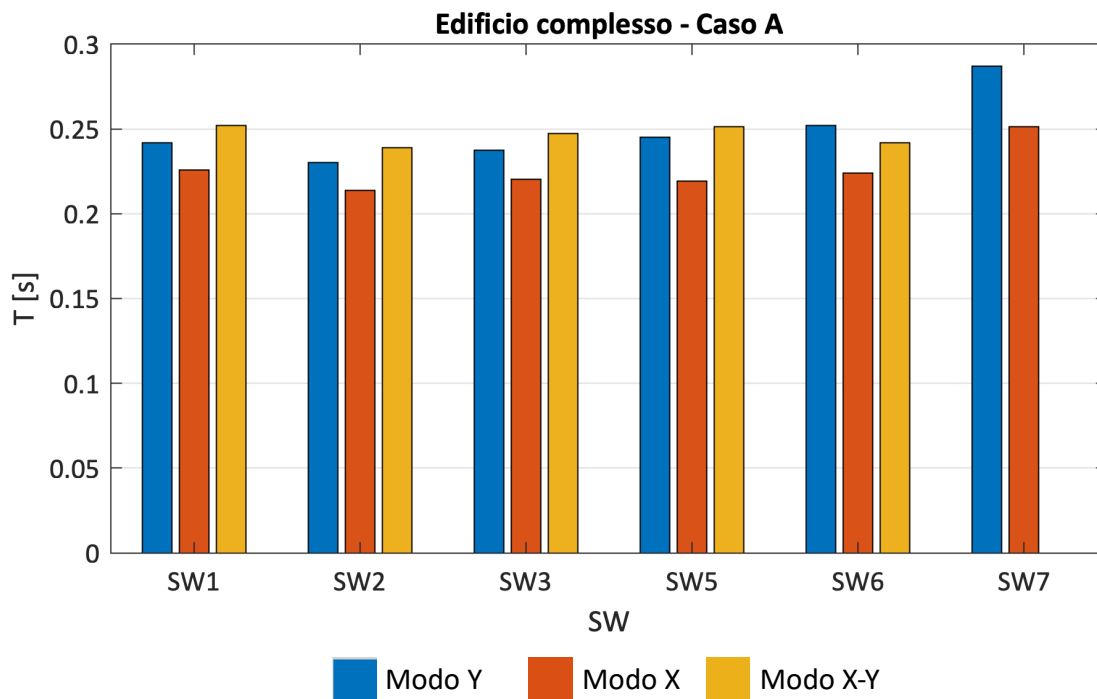


Figura 67 – Valori dei periodi ottenuti per i primi tre modi - Caso A della struttura benchmark n°5

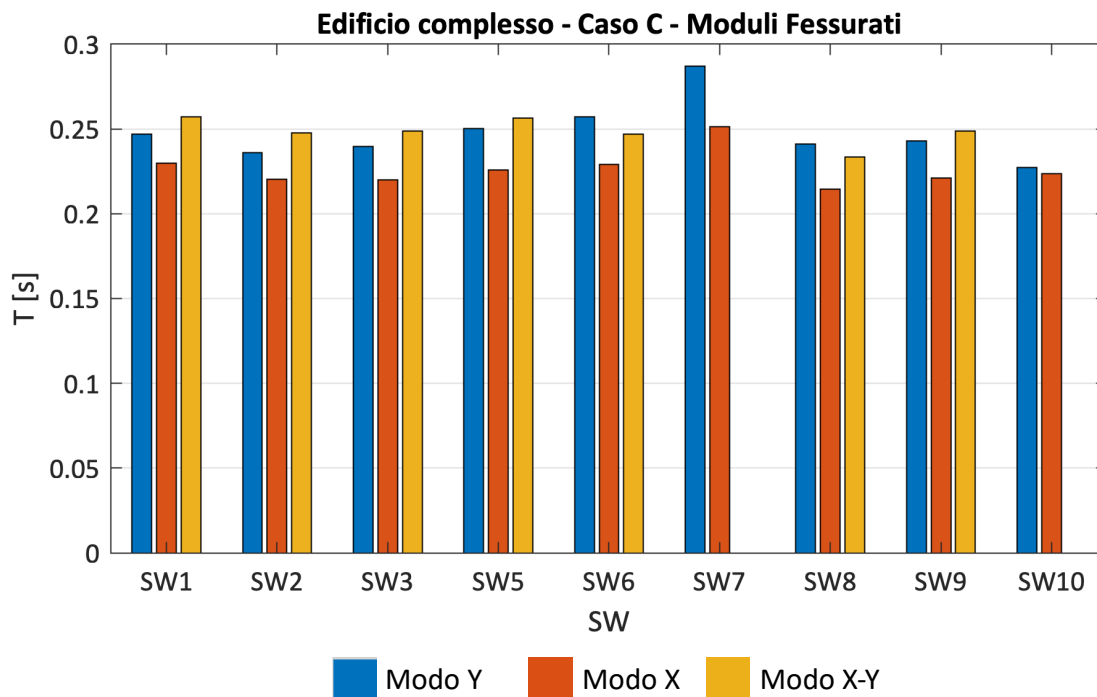


Figura 68 – Valori dei periodi ottenuti per i primi tre modi - Caso C della struttura benchmark n°5

Le **Figura 69** e **Figura 70** illustrano la variazione percentuale dei periodi calcolati dai diversi *software* rispetto al valore di riferimento di **Tabella 29** nei casi A e C, rispettivamente.

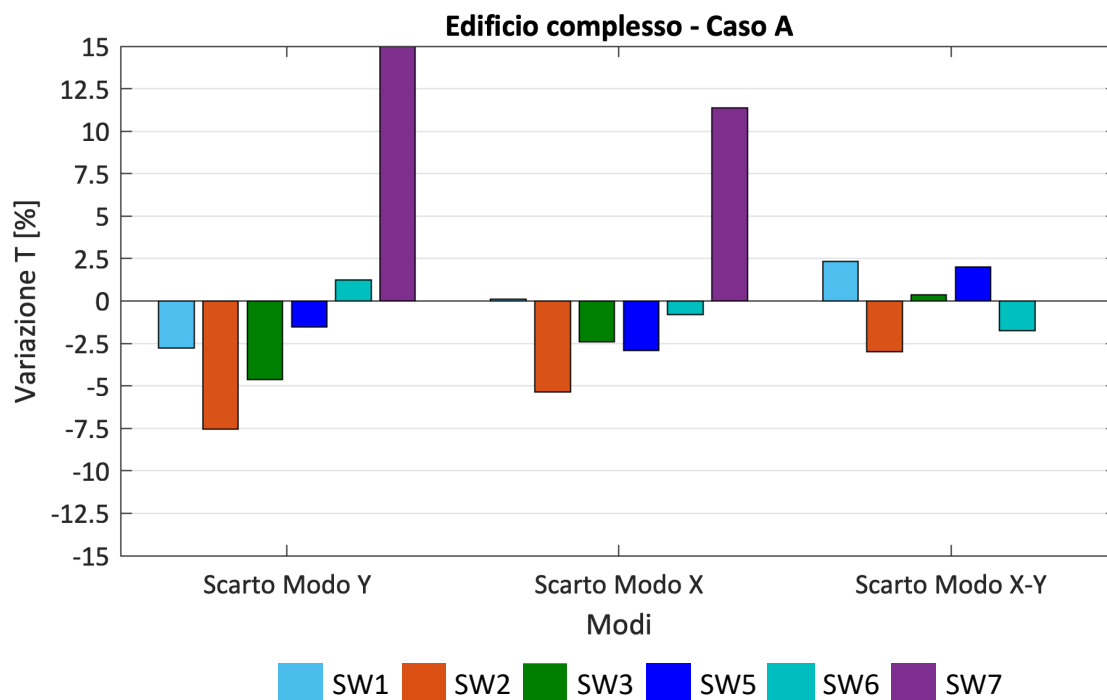


Figura 69 – Variazione percentuale rispetto al valore di riferimento dei modi in X, Y e X-Y: Caso A della struttura benchmark n°5

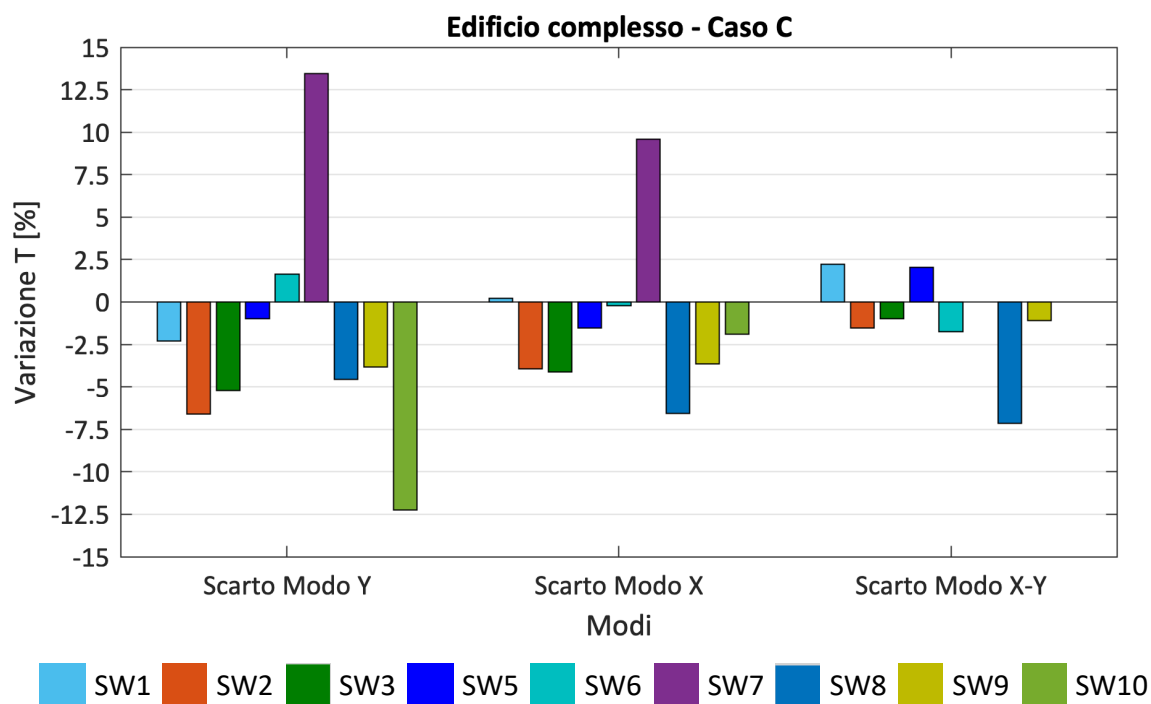


Figura 70 – Variazione percentuale rispetto al valore di riferimento dei modi in X, Y e X-Y: Caso C della struttura benchmark n°5

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 rigidità 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.

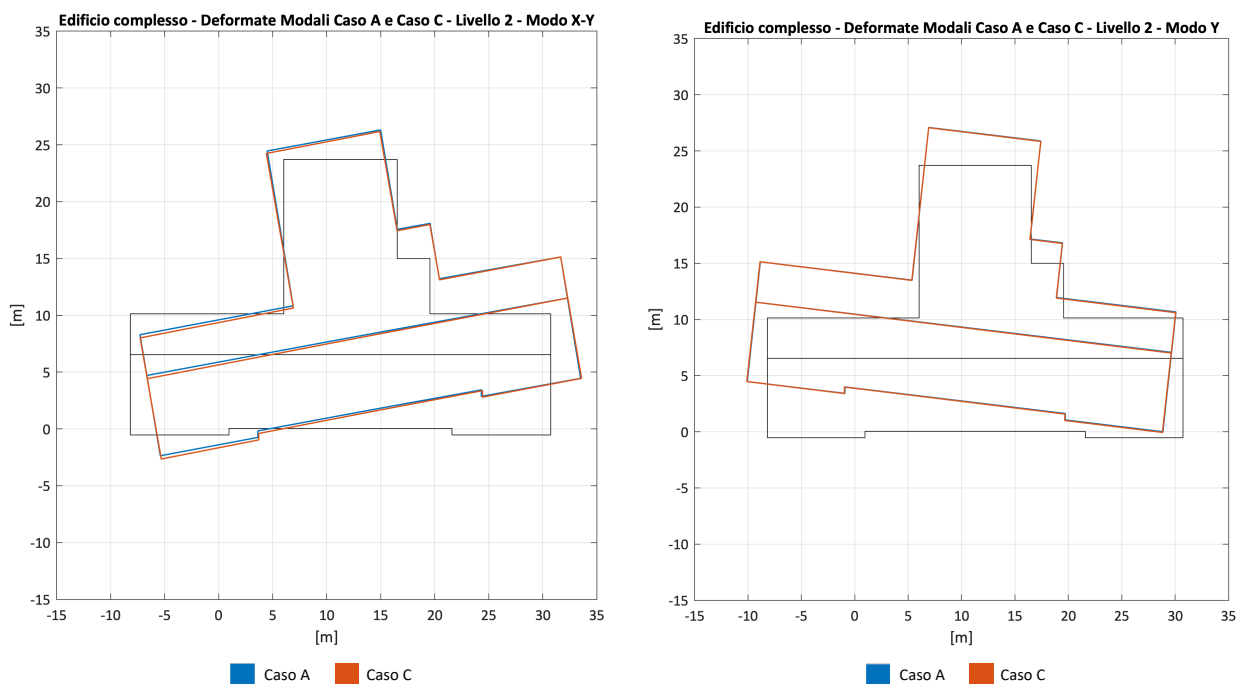


Figura 71 – Forme modali dei Casi A e C e configurazione indeformata per i modi X-Y e Y, ottenute con i SW1 e SW2

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

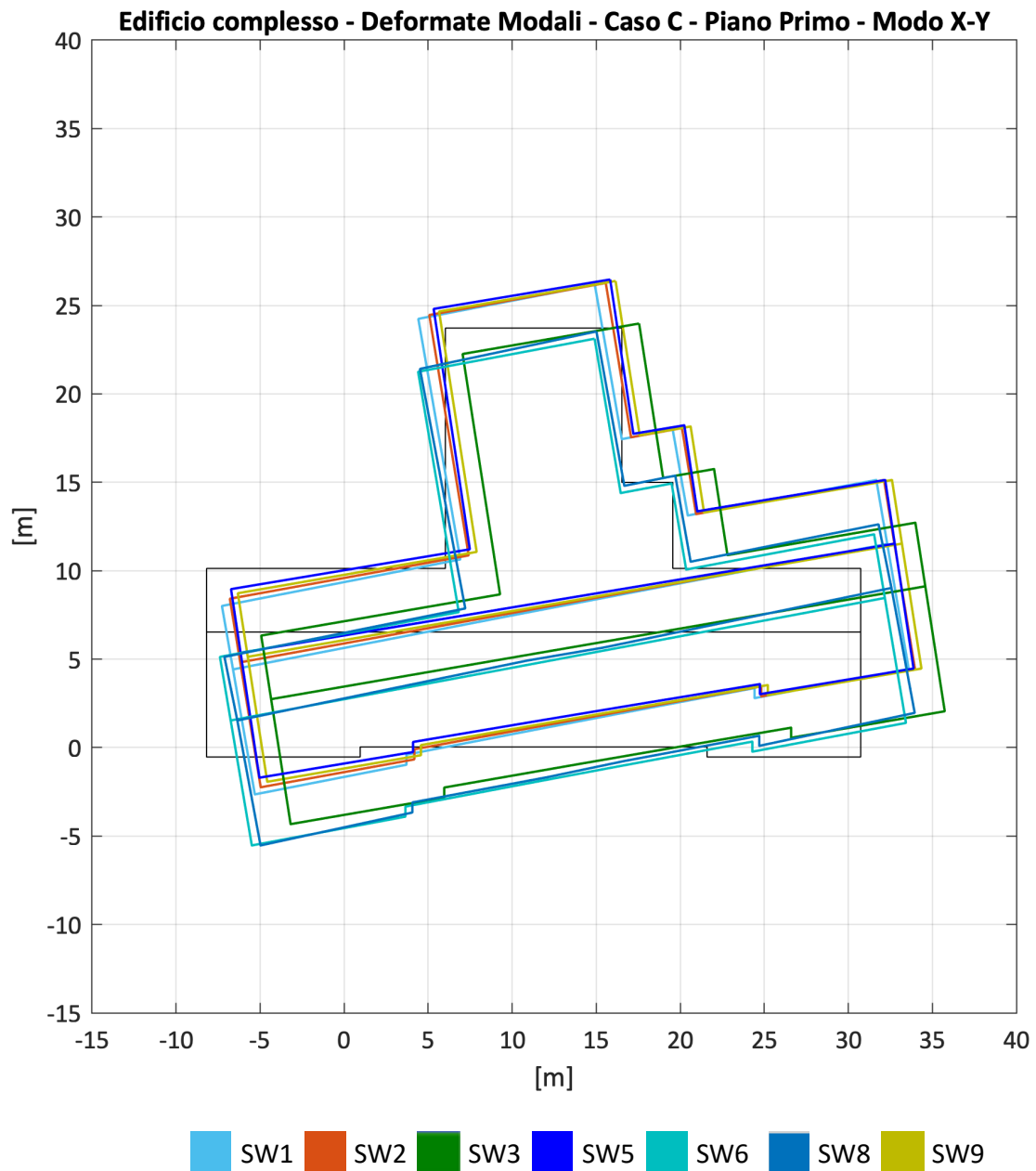


Figura 72 – Forme modali e configurazione indeformata per il piano primo - Caso C – Modo X-Y

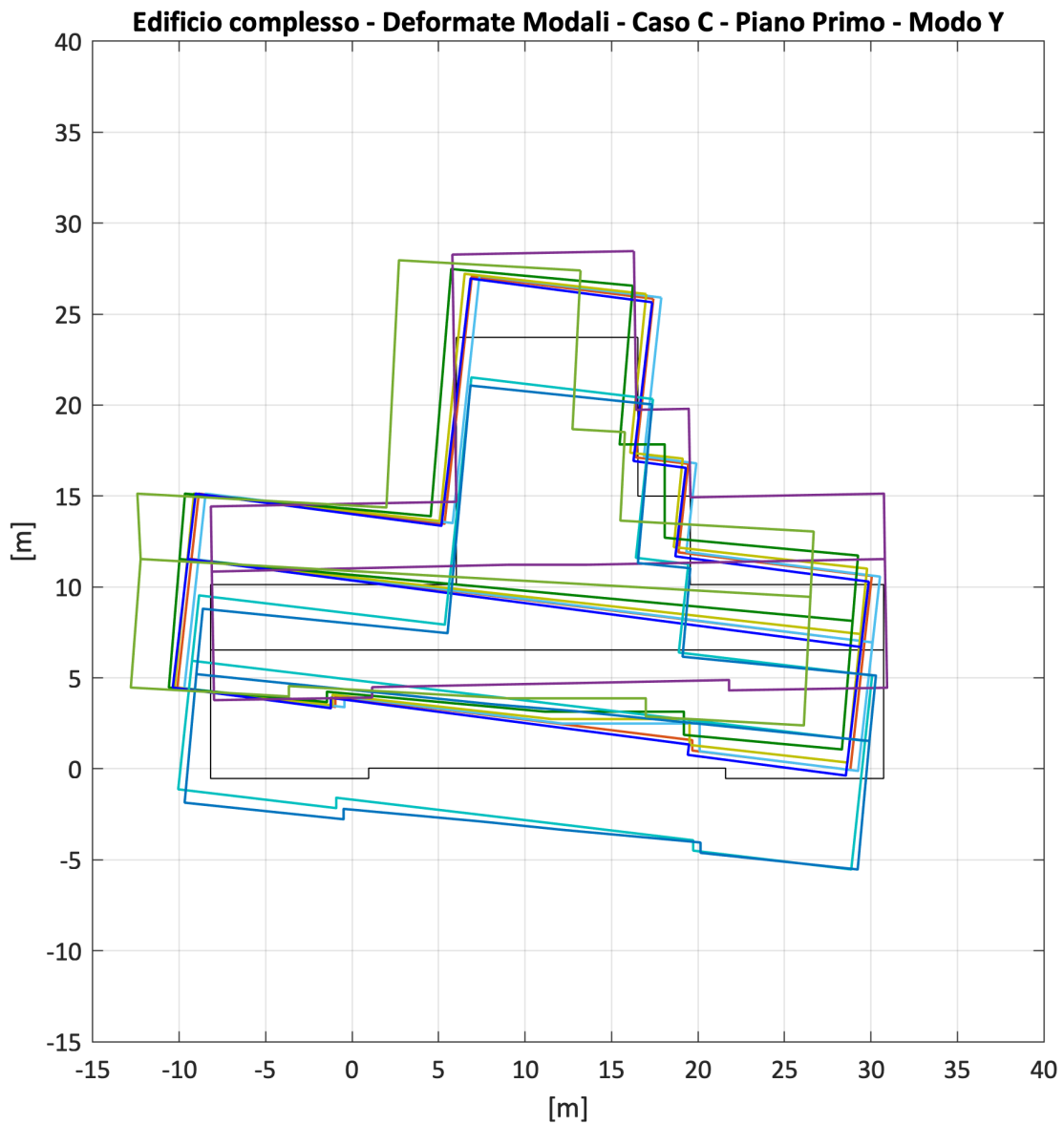


Figura 73 – Forme modali e configurazione indeformata per il piano primo - Caso C – Modo Y

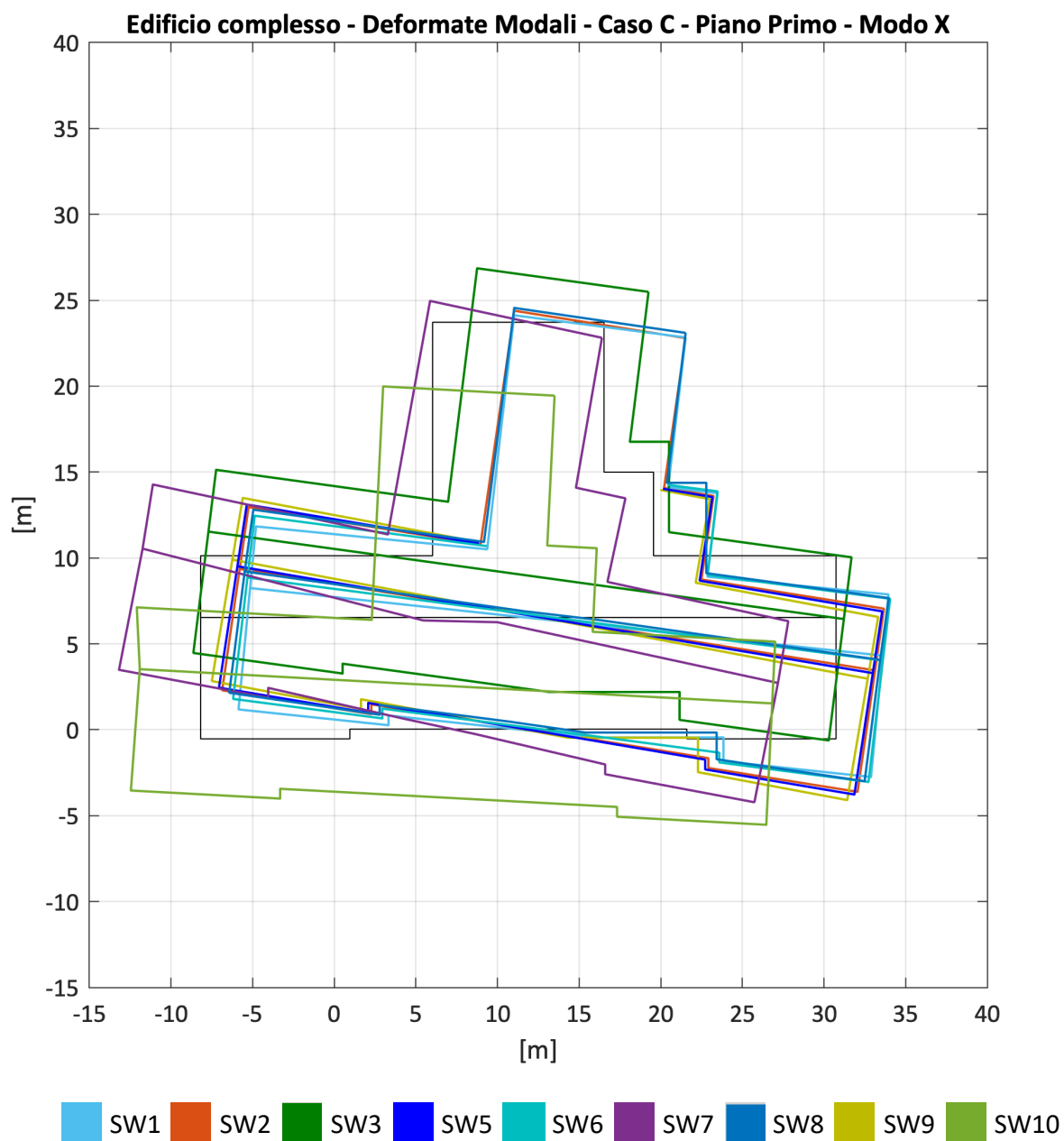


Figura 74 – Forme modali e configurazione indeformata per il piano primo - Caso C – Modo X

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 75** e **Figura 76**, 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 rigidità 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 rigidità 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 rigidità 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.

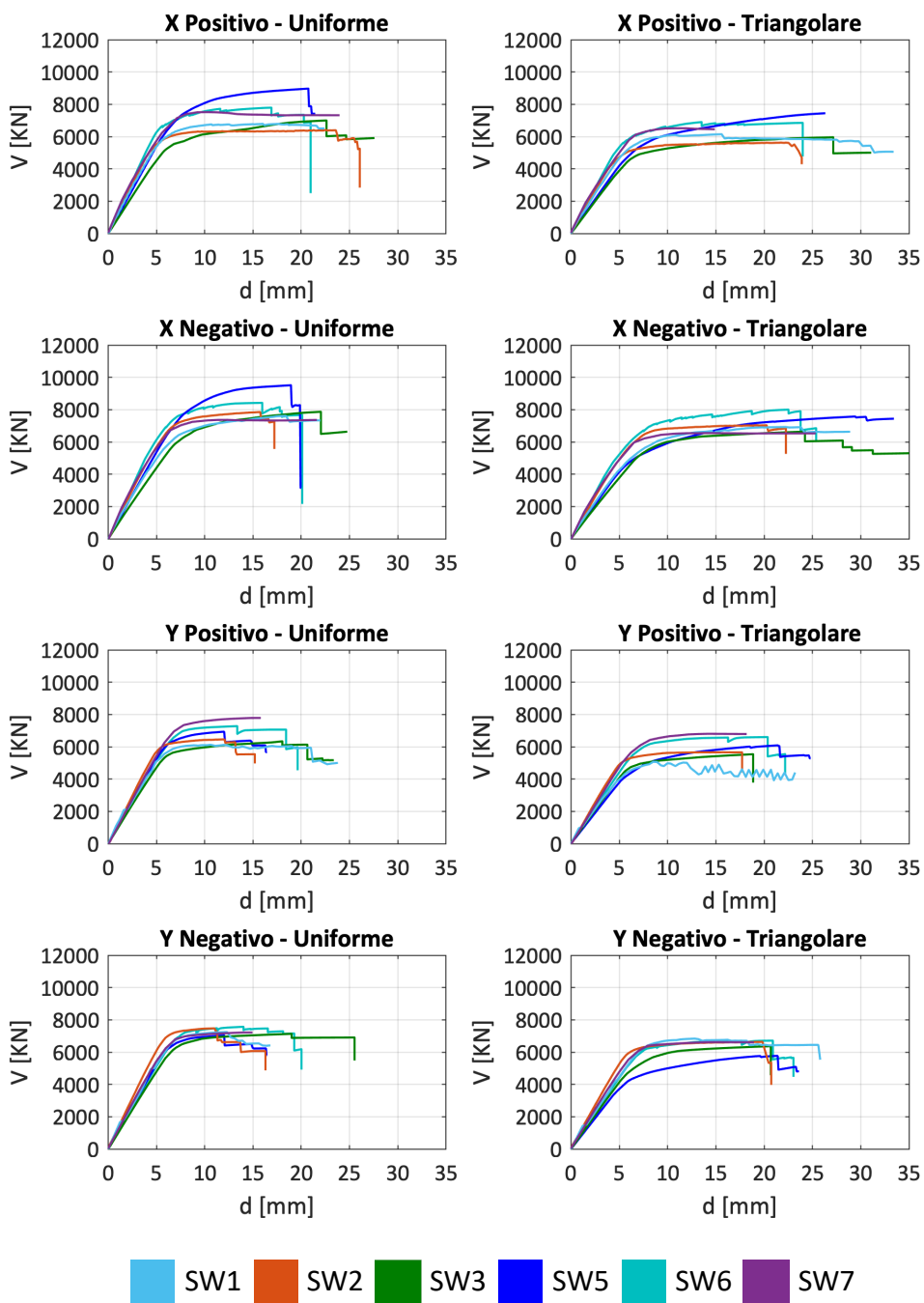


Figura 75 – Confronto delle *pushover* globali ottenute per le otto analisi nel caso A della struttura benchmark n°5 – risultati disponibili solo per modelli appartenenti al Gruppo 1

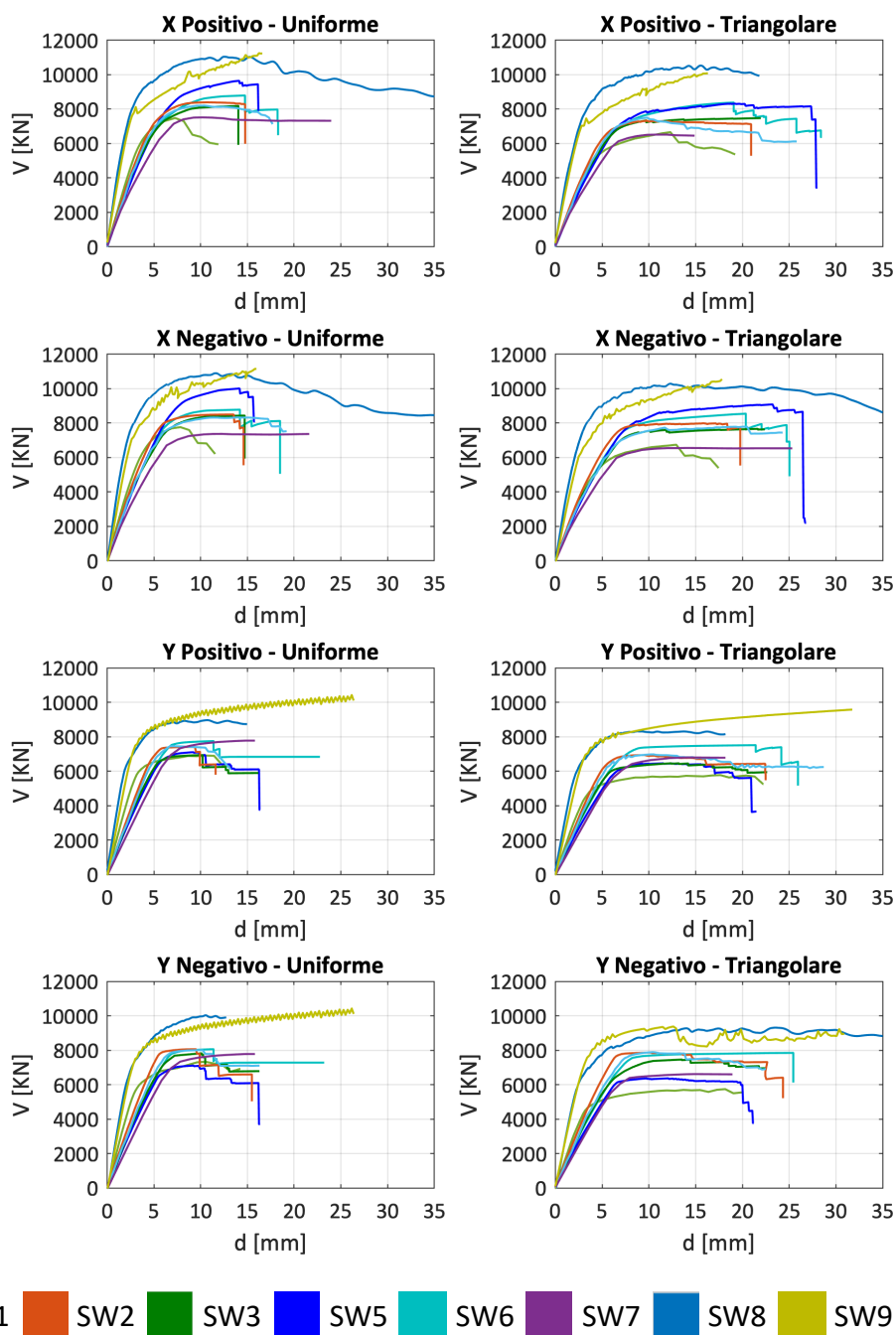


Figura 76 – Confronto delle *pushover* globali ottenute per le otto analisi nel caso C della struttura benchmark n°5 - risultati disponibili per modelli appartenenti al Gruppo 1 e al Gruppo 2

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 77** 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 78** e **Figura 79** si riportano i risultati relativi al caso C, distinguendo i due gruppi di *software*.

Nel caso dei *software* del Gruppo 2, si richiama come in **Figura 79** 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 79** è tarata su un valore massimo del 150%.

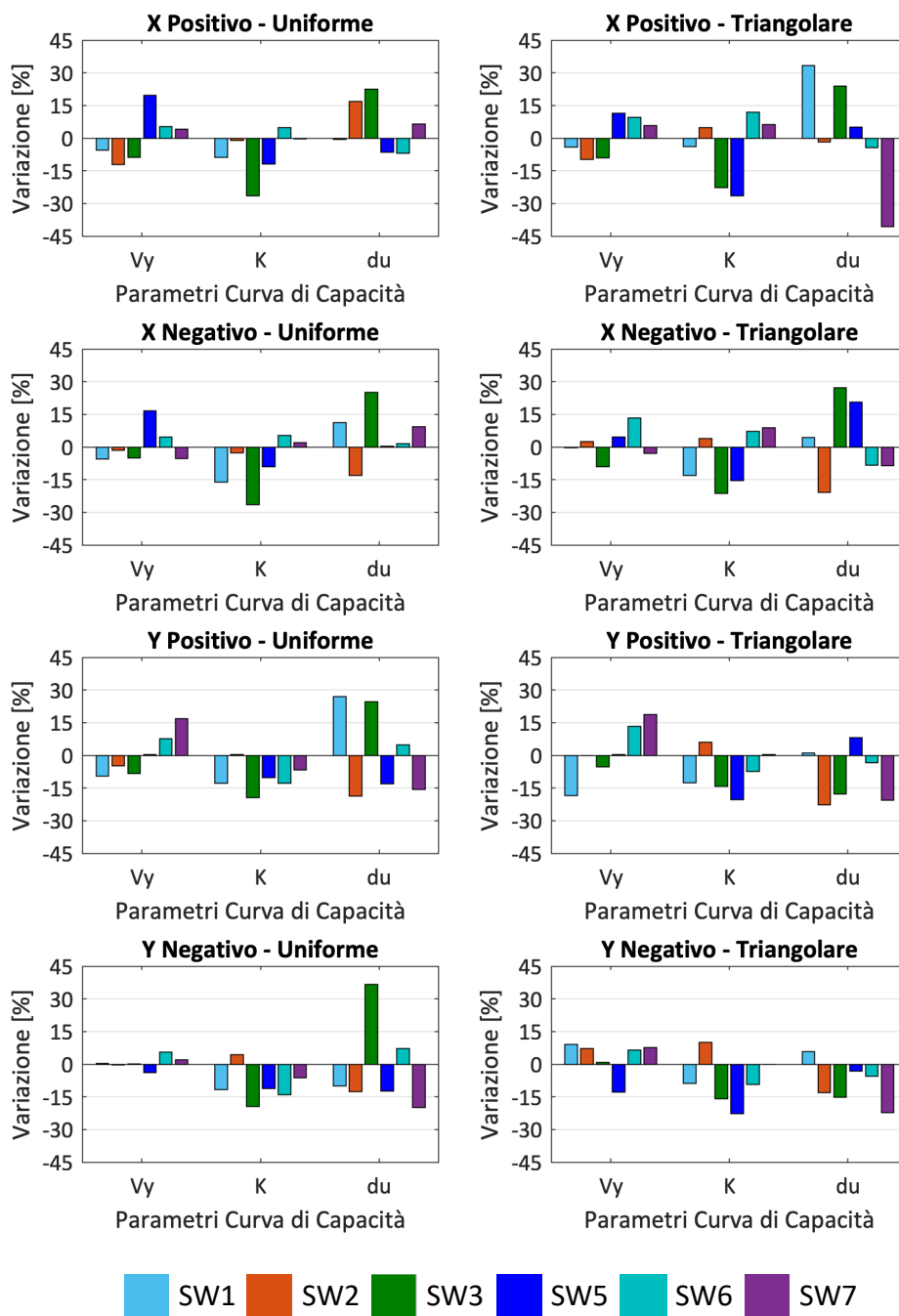


Figura 77 – Variazioni percentuali delle tre grandezze che definiscono le bilineari equivalenti: modelli a telaio equivalente - caso A della struttura benchmark n°5 (i risultati sono disponibili esclusivamente per software appartenenti al Gruppo 1)

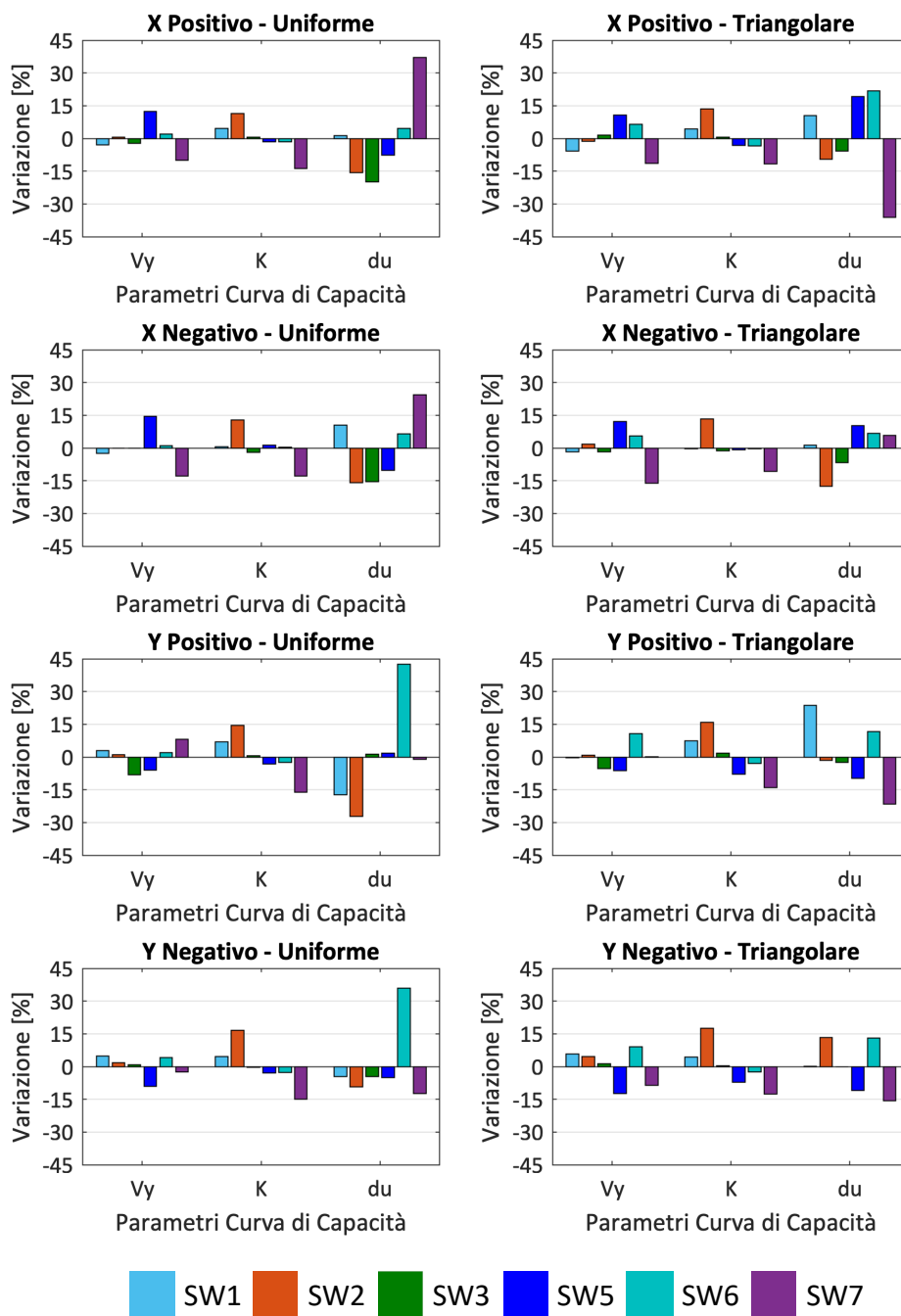


Figura 78 – Variazioni percentuali delle tre grandezze che definiscono le bilineari equivalenti: modelli a telaio equivalente (Gruppo1) - caso C della struttura benchmark n°5

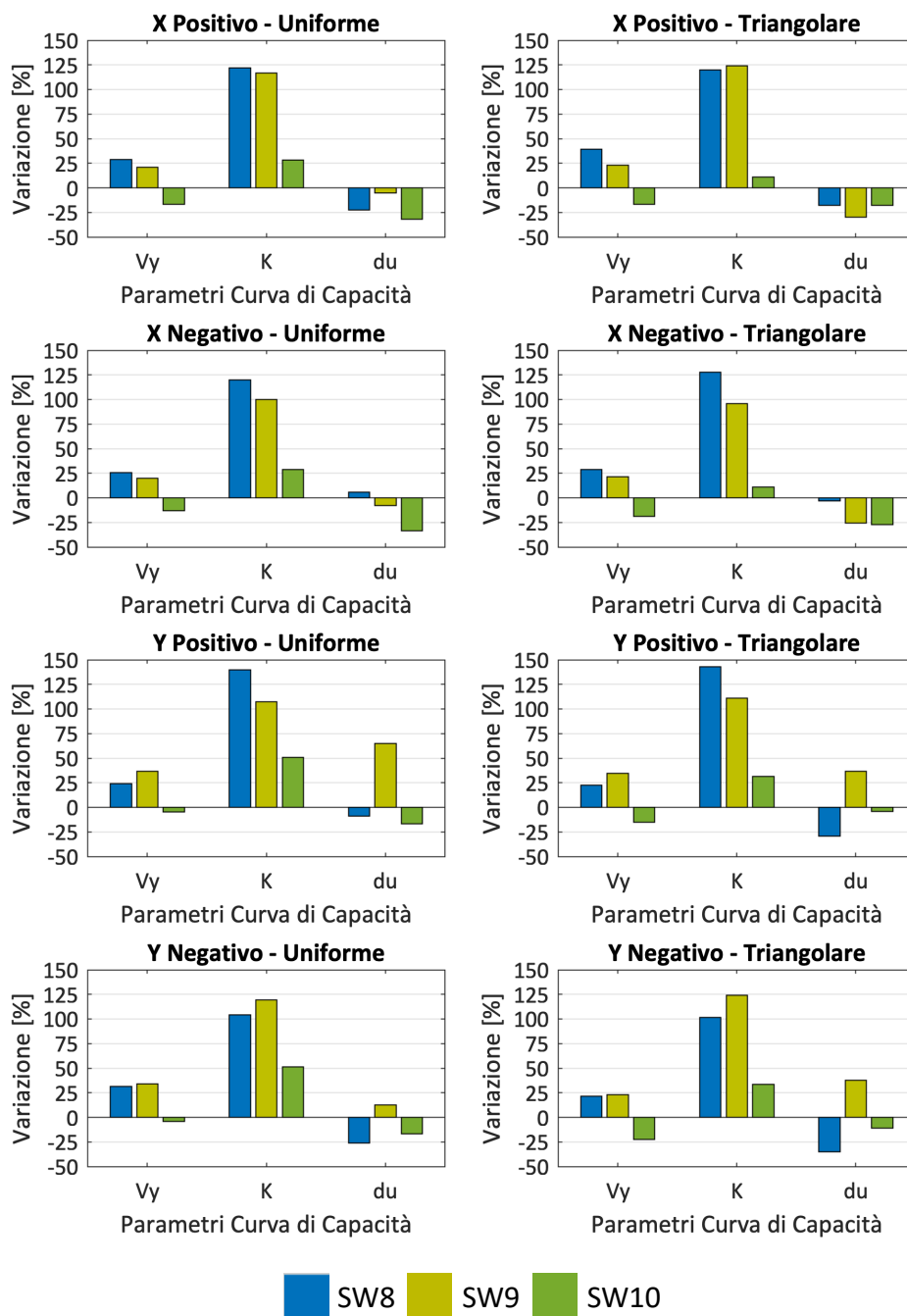


Figura 79 – Variazioni percentuali delle tre grandezze che definiscono le bilineari equivalenti: Software del Gruppo 2 - caso C della struttura benchmark n°5. Le variazioni percentuali sono riportate a titolo puramente convenzionale e comparativo rispetto al valore medio di riferimento calcolato dalle stime del Gruppo 1

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 rigidità, 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 rigidità), 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 80**).

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.

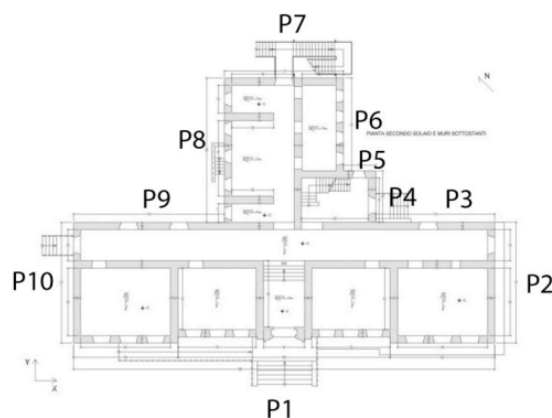


Figura 80 – Identificazioni delle pareti per cui è restituito il quadro del danno

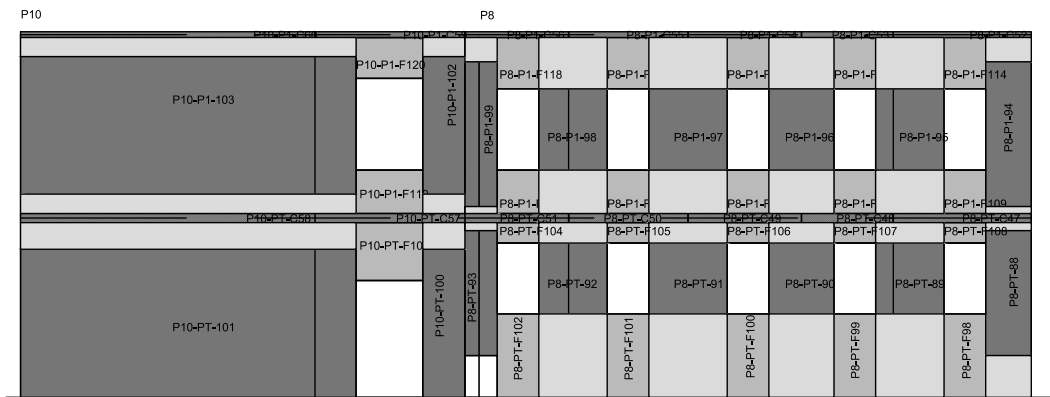


Figura 81 – Numerazione degli elementi delle pareti P8 e P10

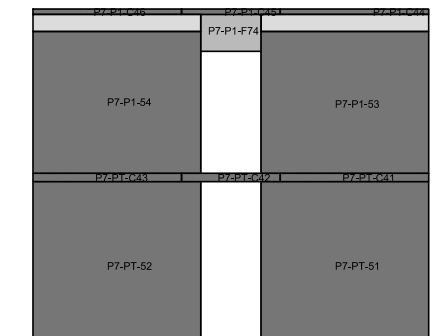


Figura 82 – Numerazione degli elementi della parete P7

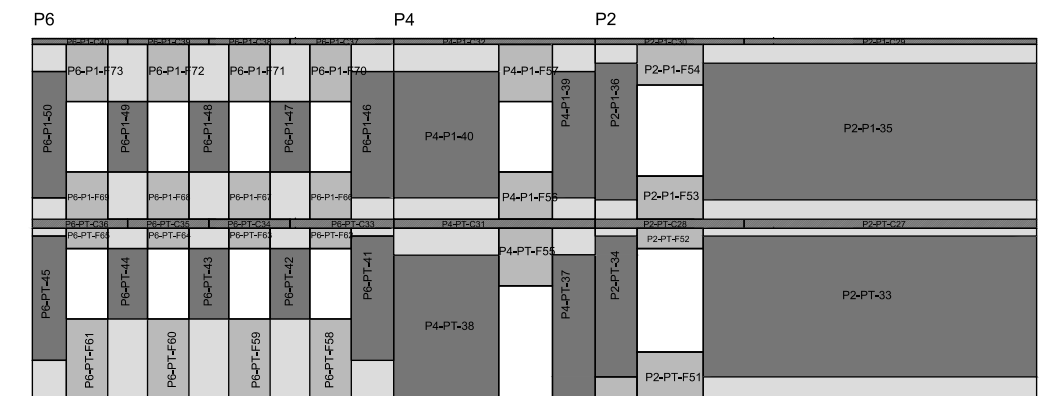


Figura 83 – Numerazione degli elementi delle pareti P6, P4 e P2

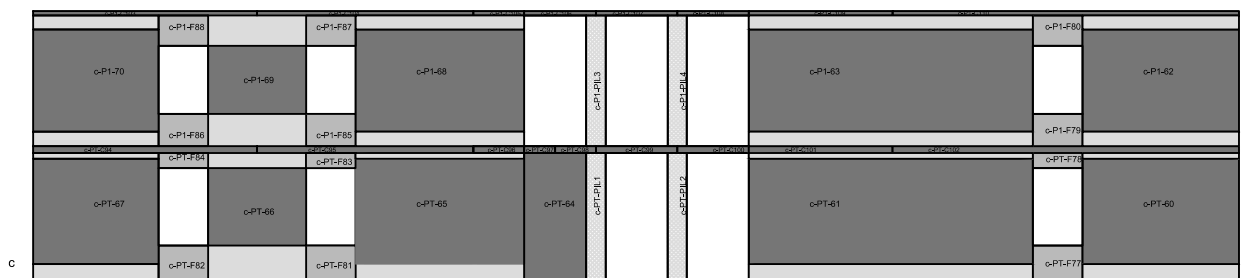


Figura 84 – Numerazione degli elementi delle pareti pareti P3 e P9 (si veda la numerazione di Figura 80)

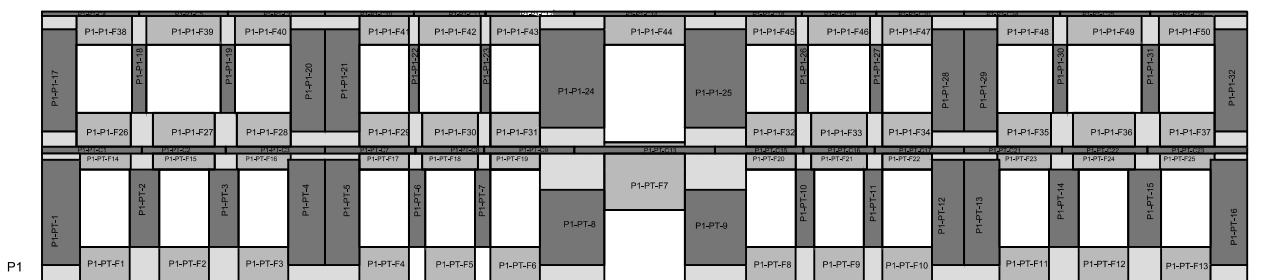


Figura 85 – Numerazione degli elementi della parete P1

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 86**), passando a comportamenti più differenziati, nella maggior parte dei casi a taglio per fessurazione diagonale, nel caso C (**Figura 87**). Questa tendenza si riscontra anche per le pareti P3, P7 e P9 (**Figura 90, Figura 91, Figura 92**).

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 88**) 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 89**), 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 90, Figura 91**), 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.

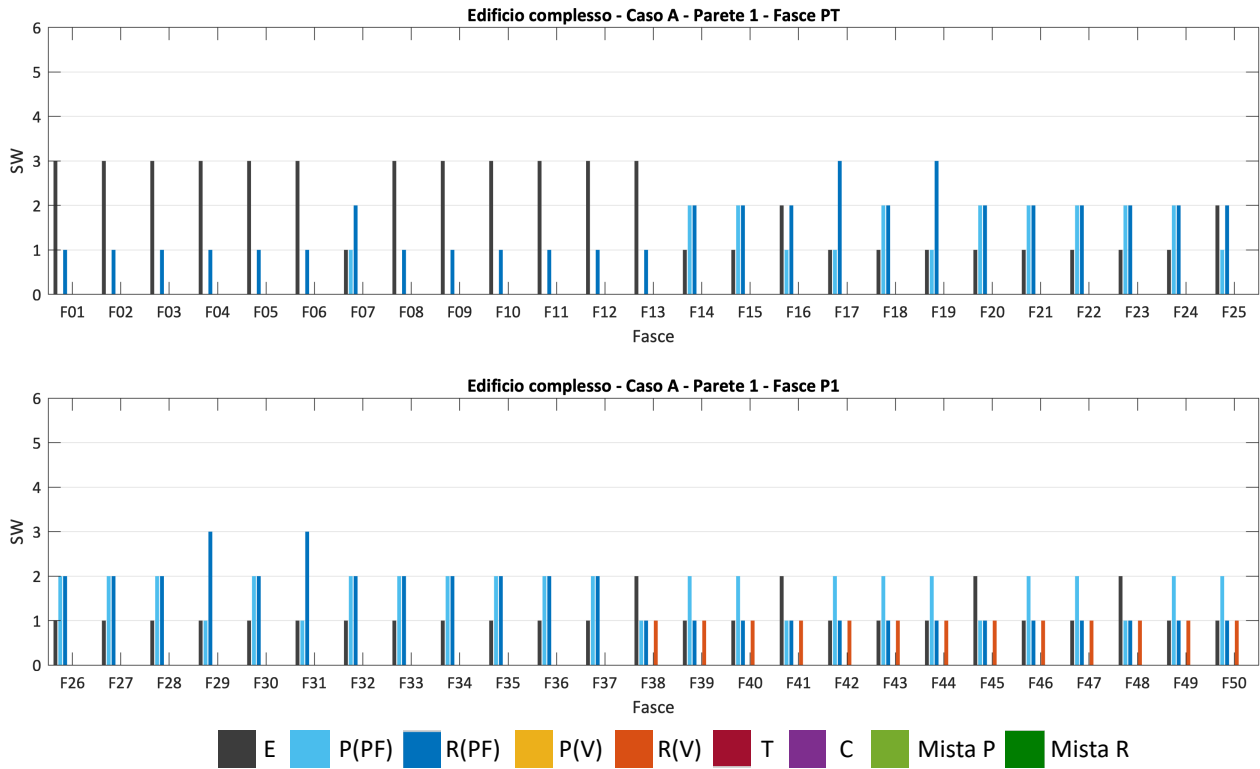


Figura 86 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce della Parete 1: analisi X- Caso A (solo Gruppo 1)

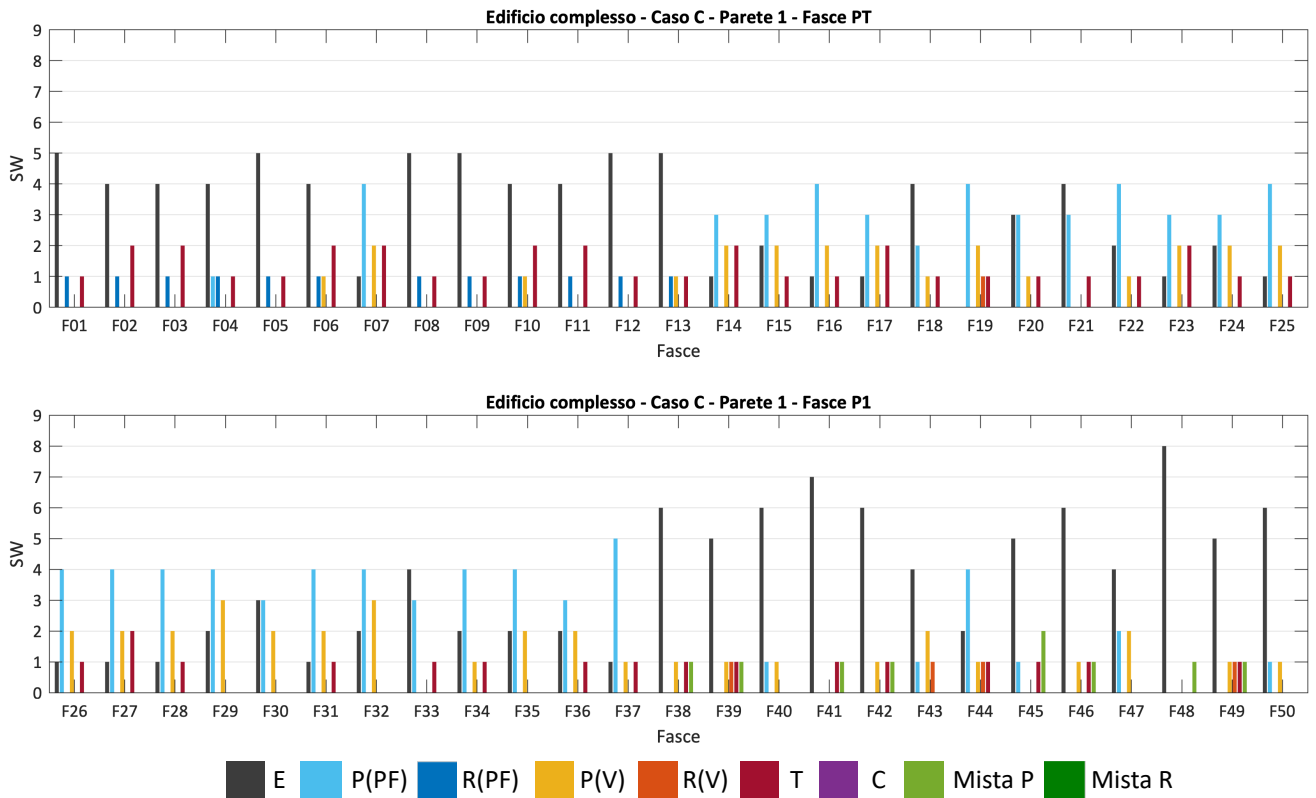


Figura 87 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce della Parete 1: analisi X- Caso C (solo Gruppo 1)

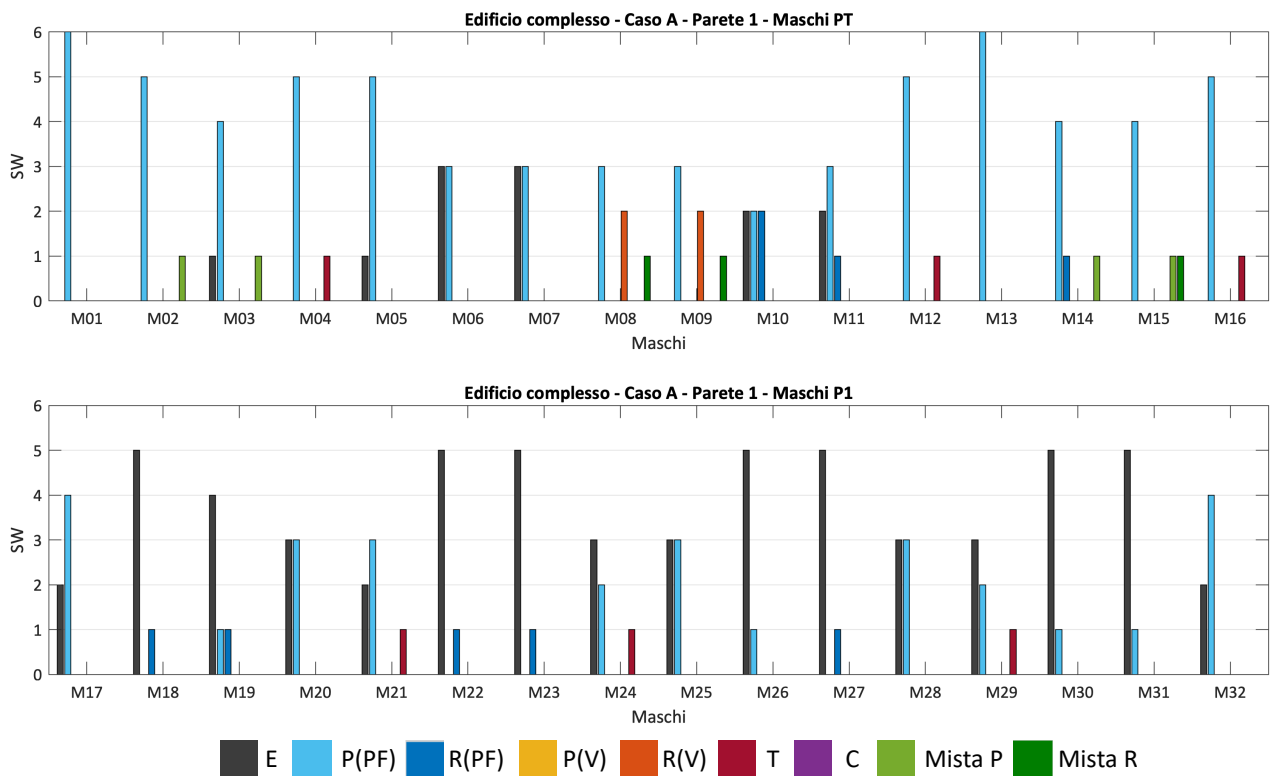


Figura 88 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per i maschi della Parete 1: analisi X- Caso A (solo Gruppo 1)

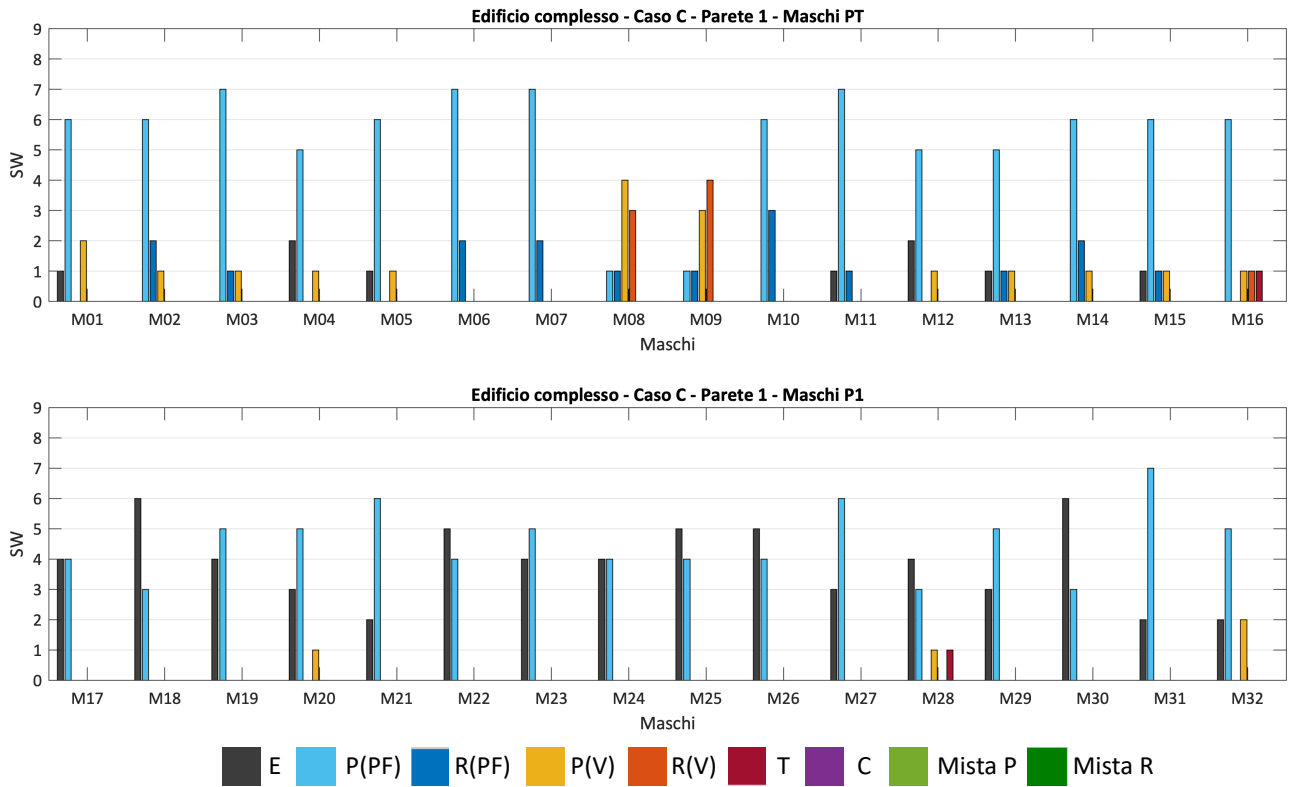


Figura 89 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per i maschi della Parete 1: analisi X- Caso C (solo Gruppo 1)

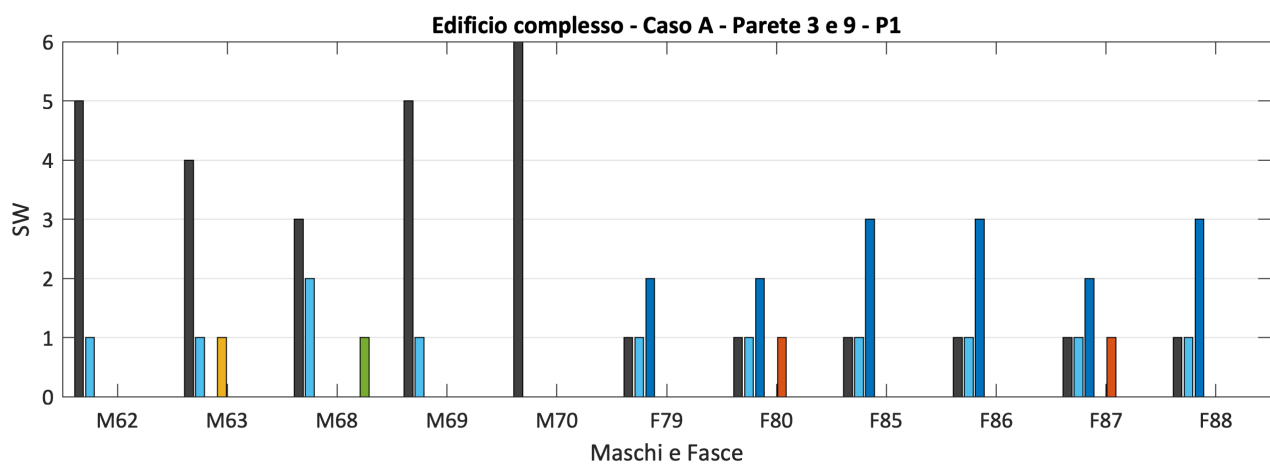
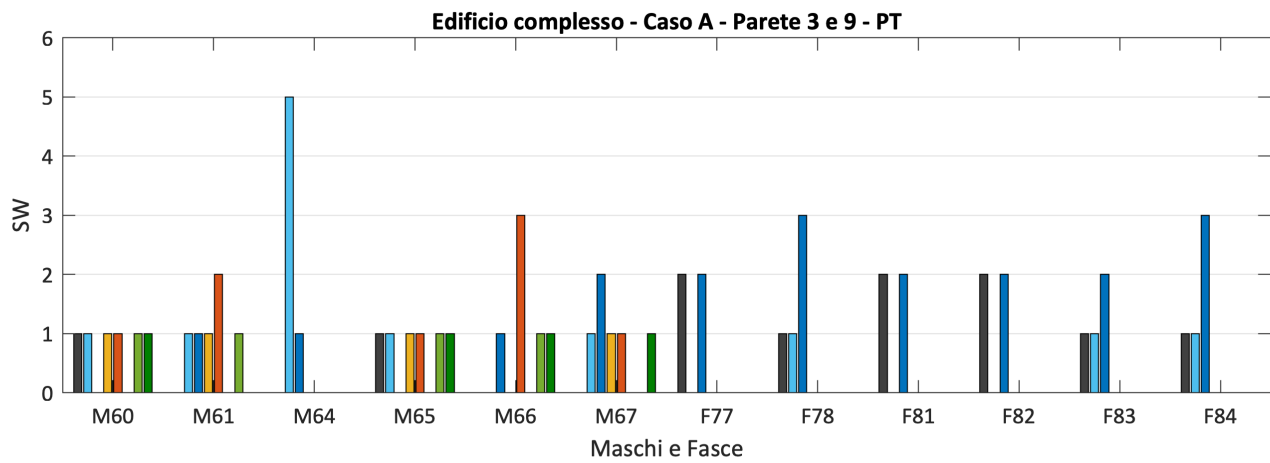
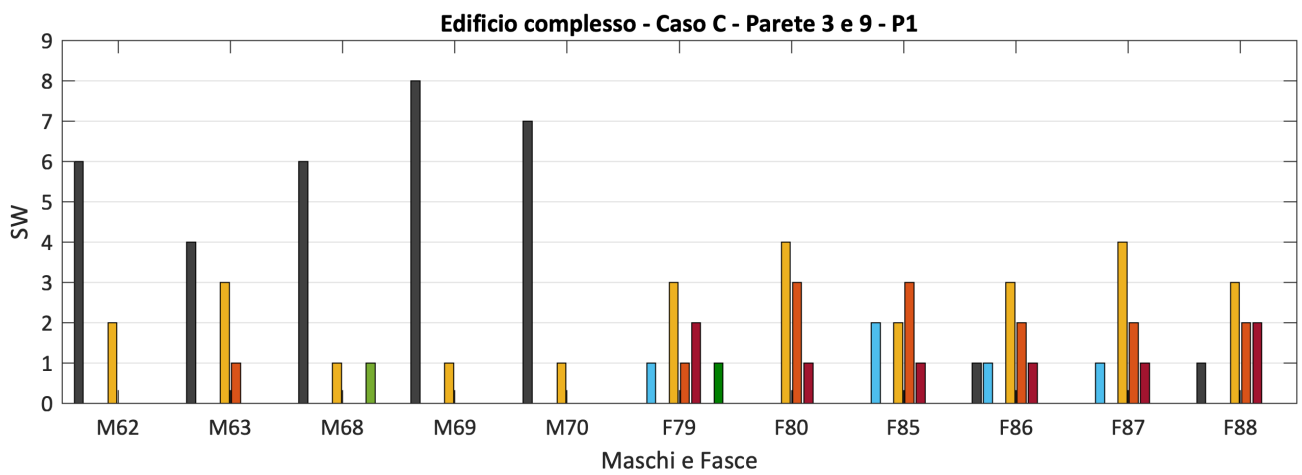
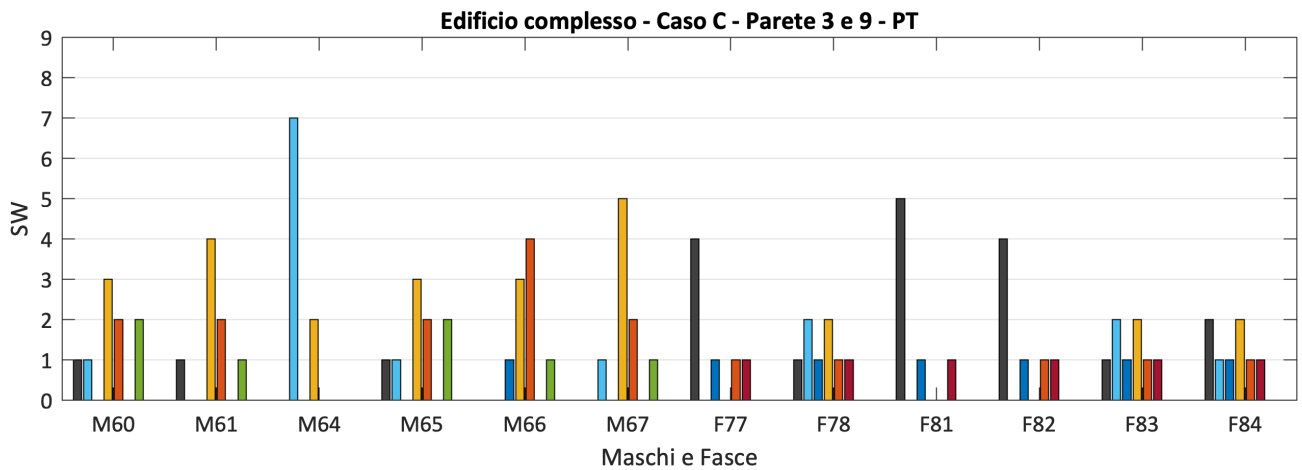


Figura 90 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi delle Pareti P3 e P9 : analisi X- Caso A (solo Gruppo 1)



E
 P(PF)
 R(PF)
 P(V)
 R(V)
 T
 C
 Mista P
 Mista R

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 C (solo Gruppo 1)

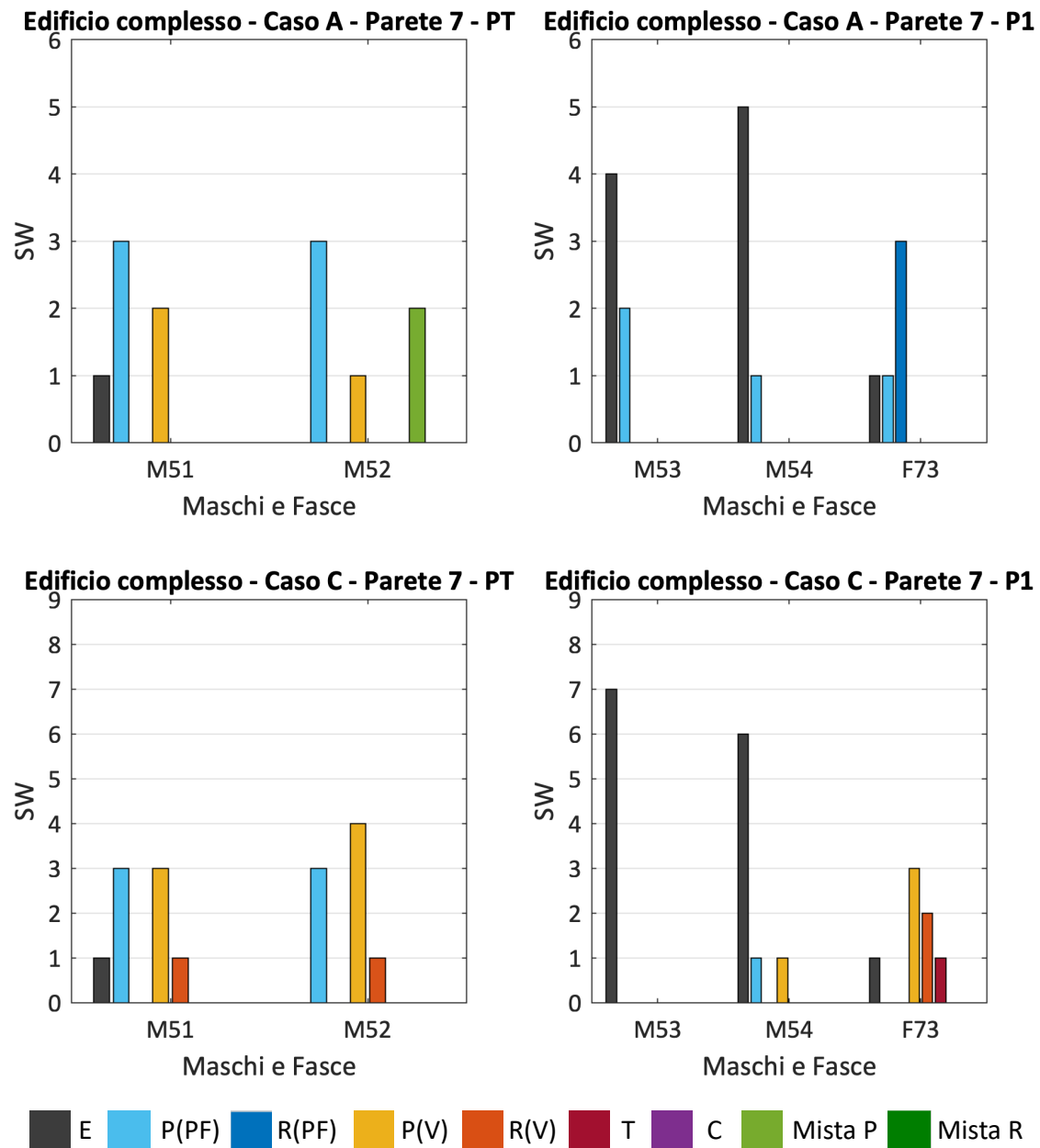


Figura 92 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P7: analisi X - Casi A e C (solo Gruppo 1)

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 93**, **Figura 94**), passando nella maggior parte dei casi a taglio per fessurazione diagonale (a PT) oppure in fase elastica (a P1) nel caso C (**Figura 94**, **Figura 96**). 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 93**, **Figura 94**) 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 89**), 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 97**, **Figura 98**) 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.

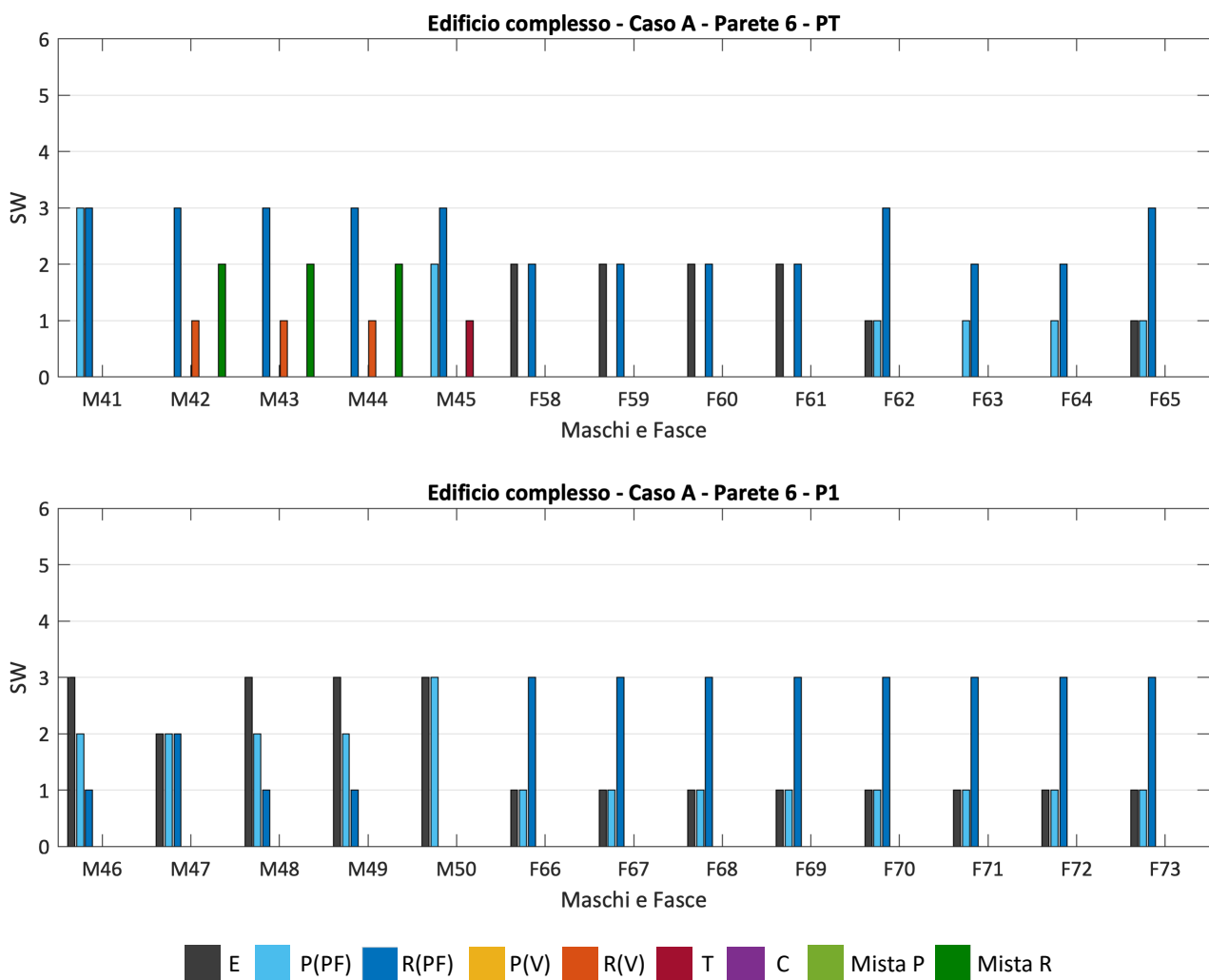


Figura 93 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P6 : analisi Y- Caso A (solo Gruppo 1)

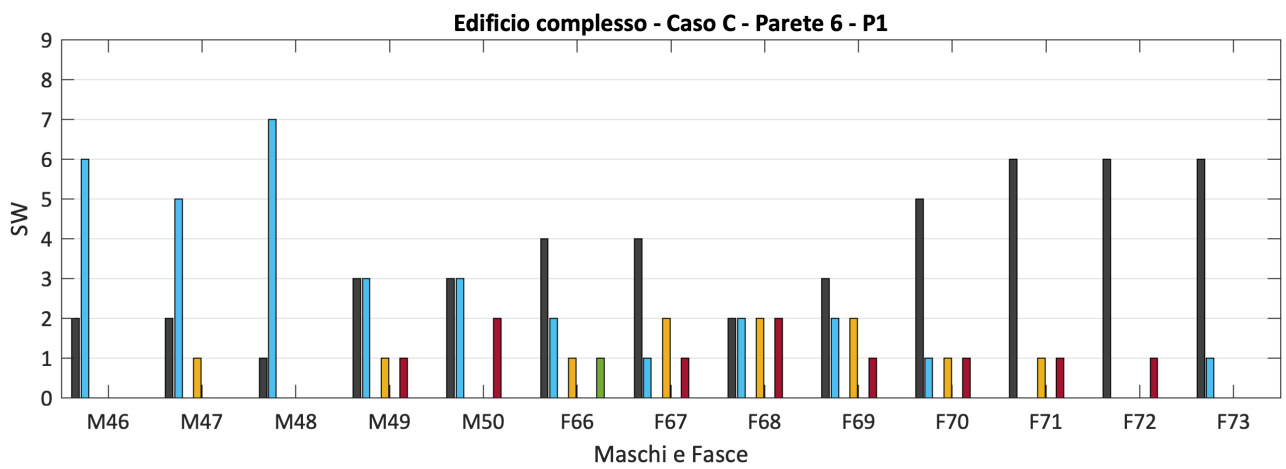
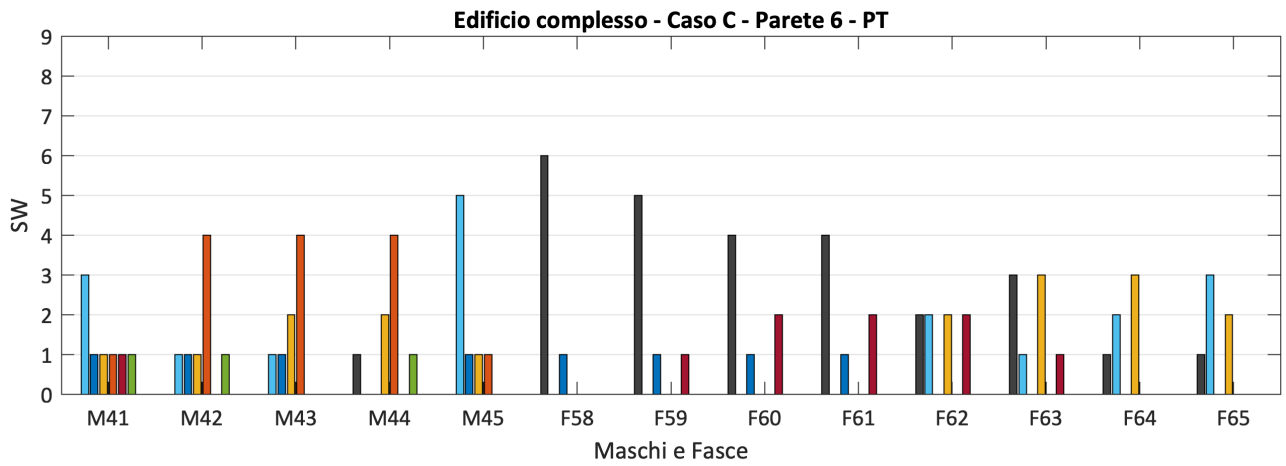


Figura 94 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P6 : analisi Y- Caso C (solo Gruppo 1)

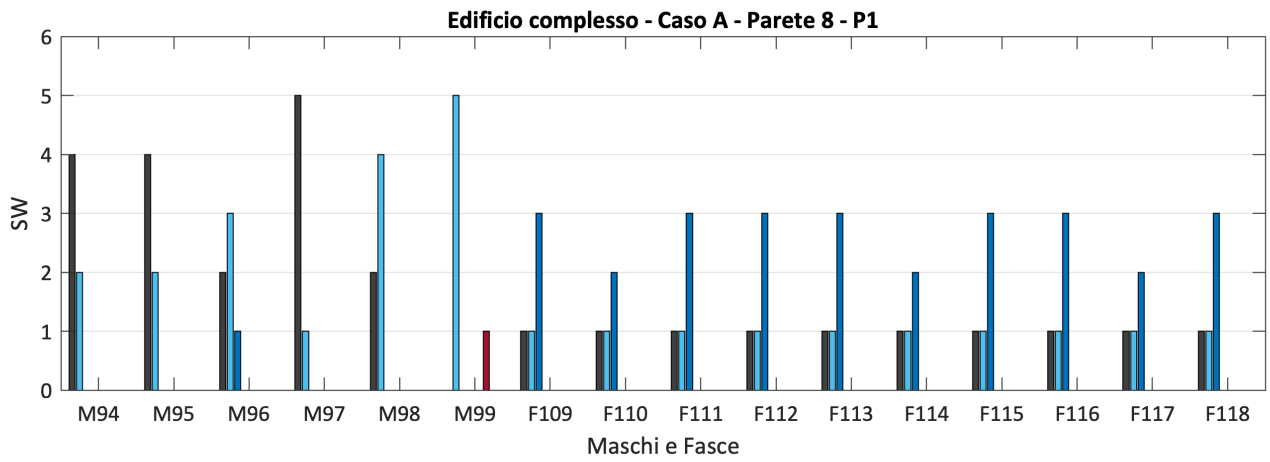
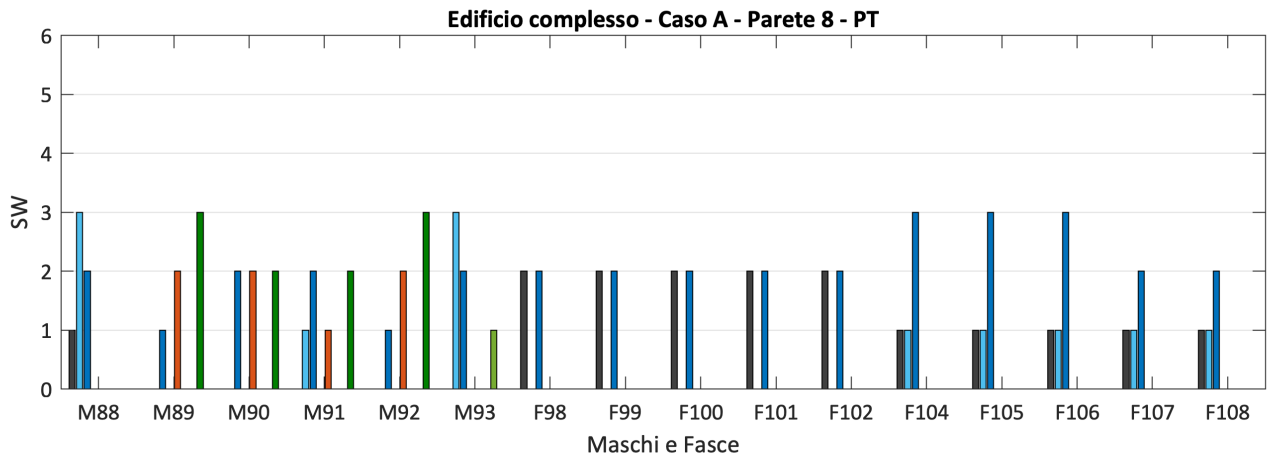
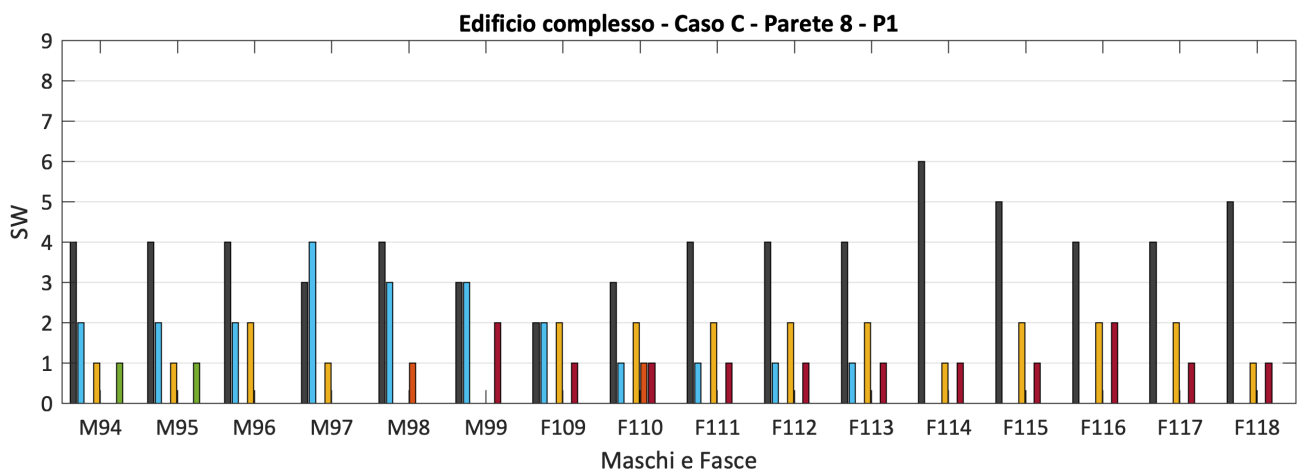
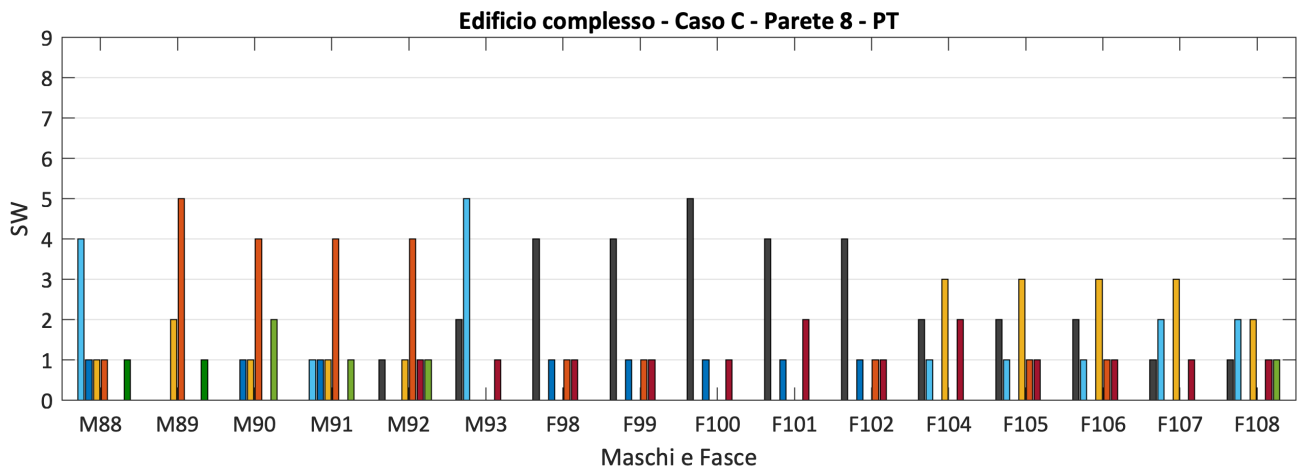


Figura 95 – Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P8 : analisi Y- Caso A (solo Gruppo 1)



E
 P(PF)
 R(PF)
 P(V)
 R(V)
 T
 C
 Mista P
 Mista R

Figura 96 – 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)

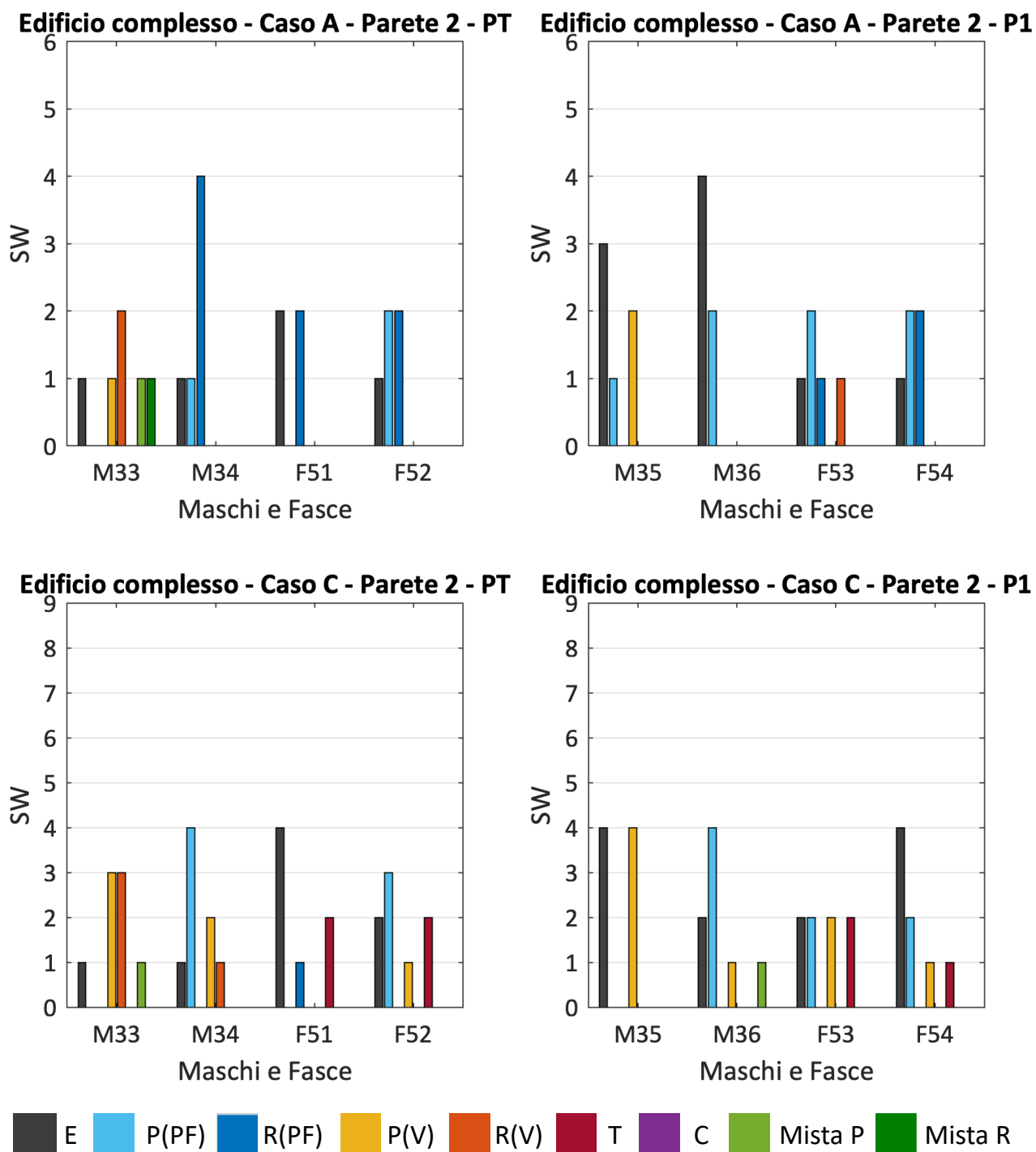
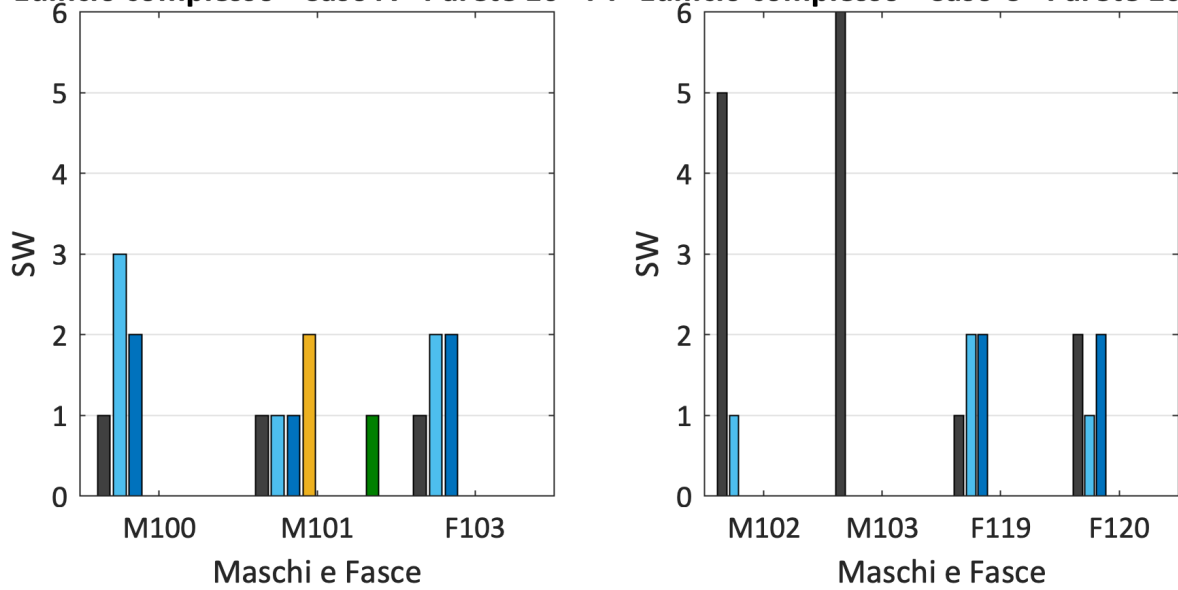
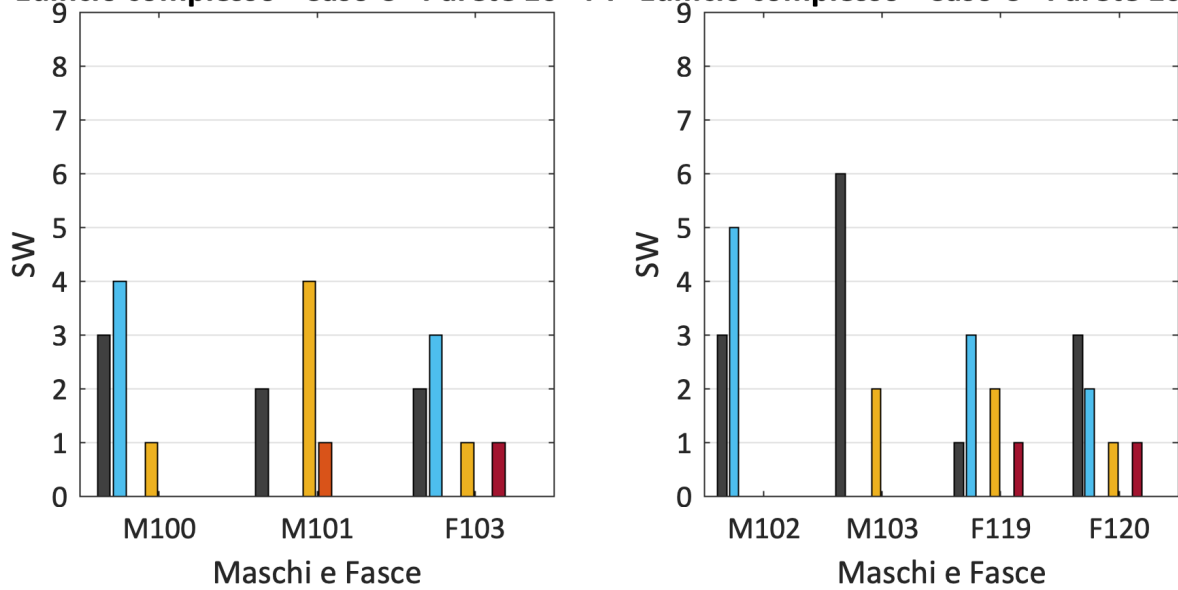


Figura 97 –Confronto del danno predetto dai *software* a telaio equivalente per le fasce e i maschi della Parete P2 : analisi Y- Casi A e C (solo Gruppo 1)

Edificio complesso - Caso A - Parete 10 - PT Edificio complesso - Caso C - Parete 10 - P1



Edificio complesso - Caso C - Parete 10 - PT Edificio complesso - Caso C - Parete 10 - P1



E
 P(PF)
 R(PF)
 P(V)
 R(V)
 T
 C
 Mista P
 Mista R

Figura 98 – 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)

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.

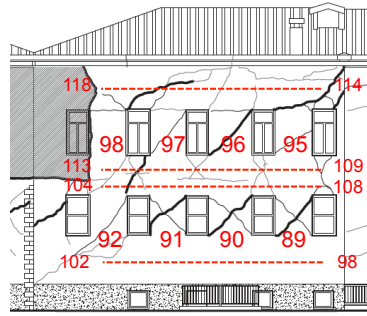
Cionondimeno, il confronto è utile per verificare se la modalità di danno globale prevista dai software sia comunque coerente con quella realmente occorsa (modalità – che a differenza dalla gravità - si ritiene non alterata dai fenomeni di accumulo del danno, essendosi chiaramente manifestata già dalle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

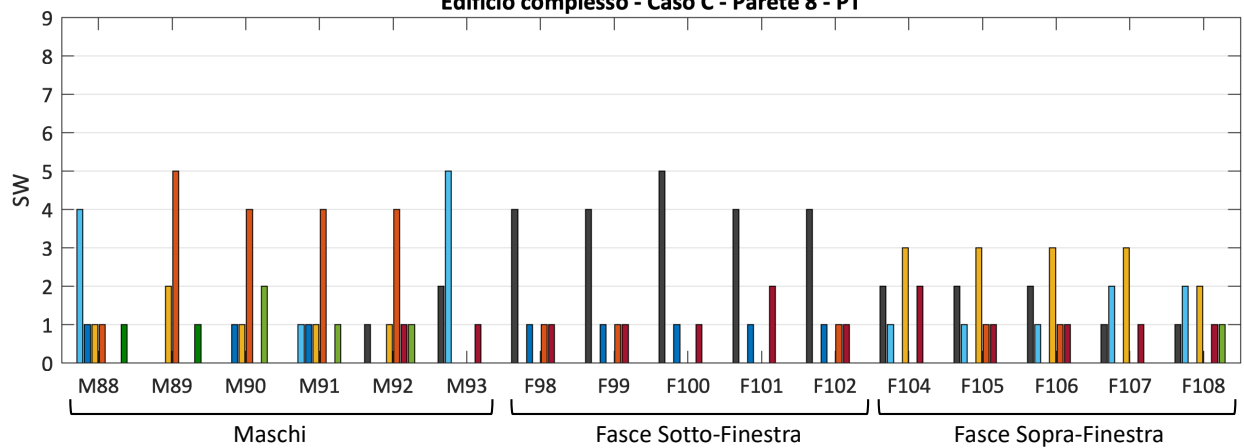
La **Figura 99** riporta, a titolo di esempio, il rilievo del danno reale sulla parete P8 (con numerazione degli elementi maschio e fascia adottata nelle analisi numeriche) confrontato con la rappresentazione del danno simulato dai diversi *software* (avendo distinto gli elementi al piano terra, PT, e al primo piano, P1). 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.



Edificio complesso - Caso C - Parete 8 - PT



Edificio complesso - Caso C - Parete 8 - P1

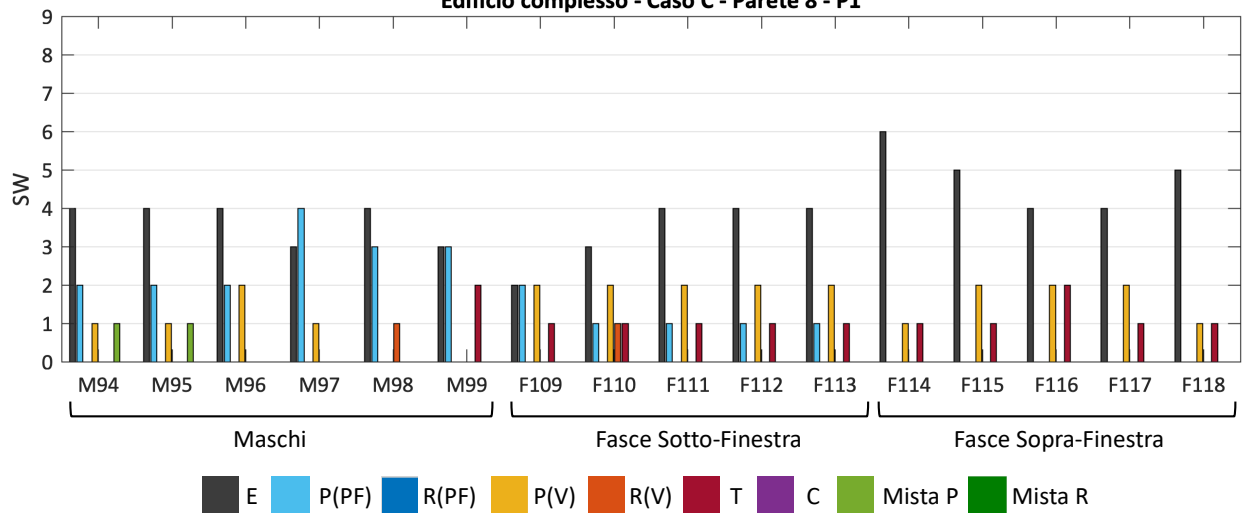


Figura 99 – Parete 8: rilievo del danno reale; confronto del danno simulato dai diversi software del Gruppo 1 per al piano rialzato (PR) e al primo piano (P1) – analisi in direzione Y – caso C

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, il 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 rigidità 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:

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

La **Figura 100** 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 101**) 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 uniformi, 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.

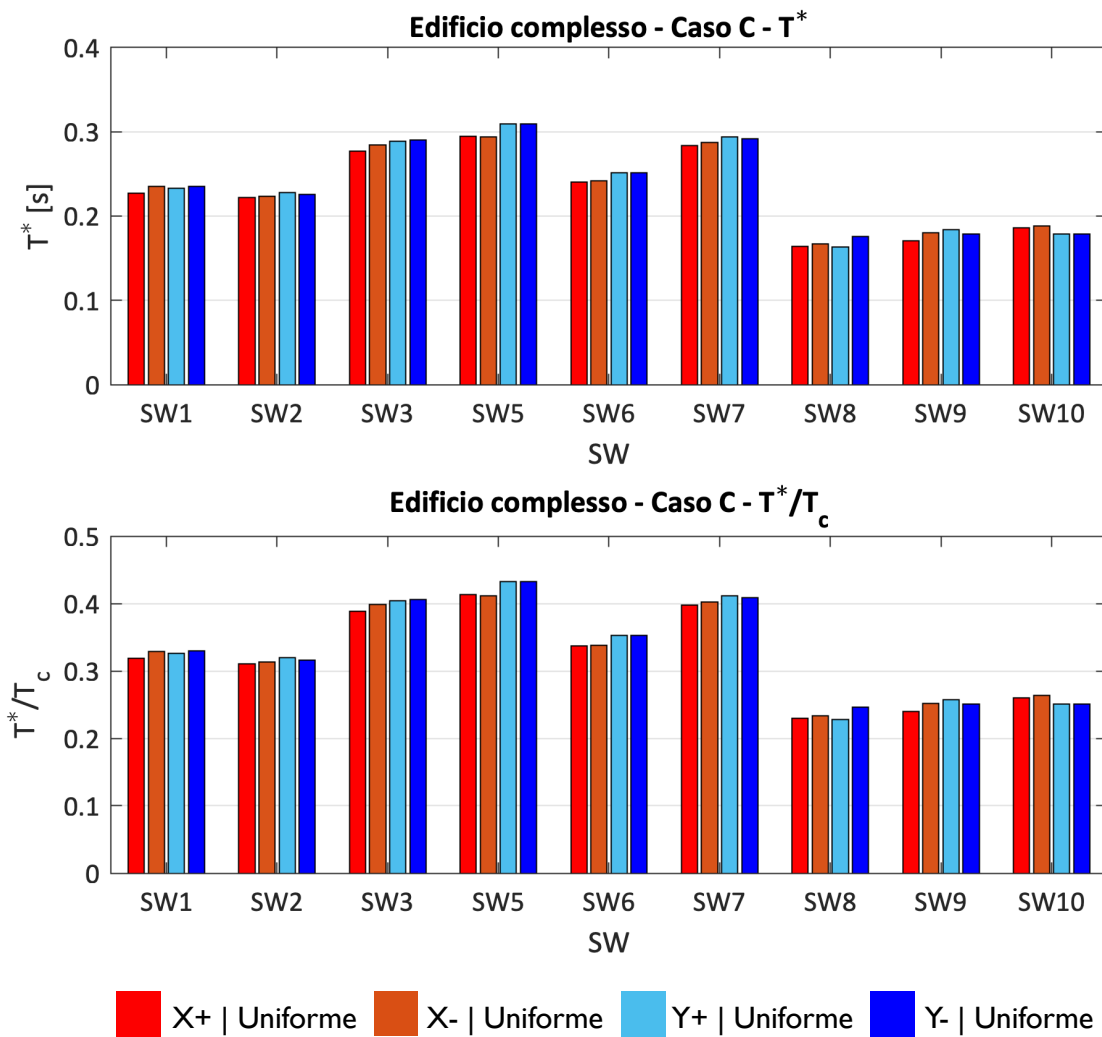


Figura 100 – Valori di T^* per i diversi programmi e rapporti T^*/T_c , per entrambe le direzioni e la distribuzione uniforme.

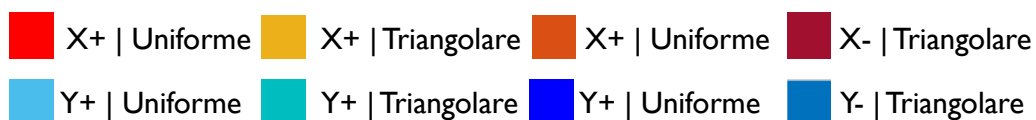
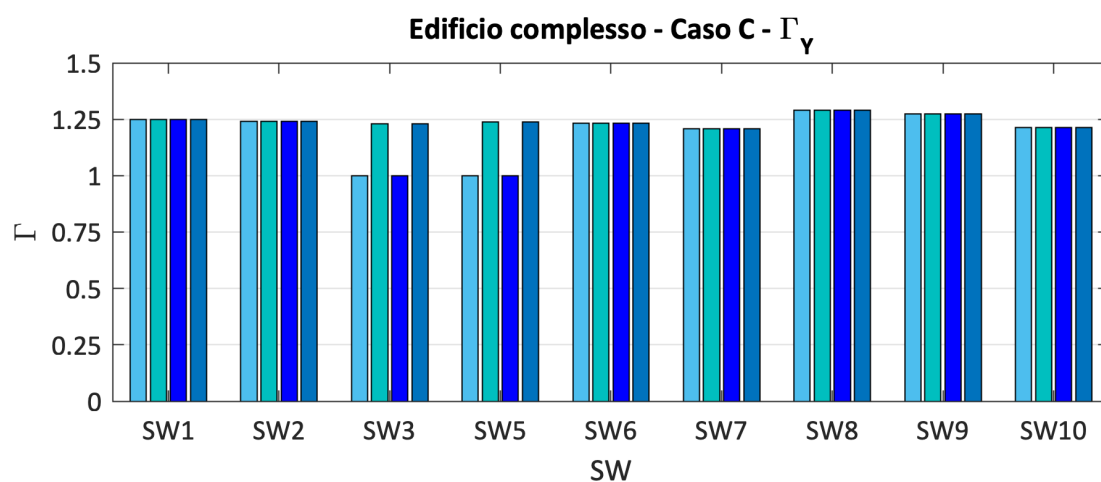
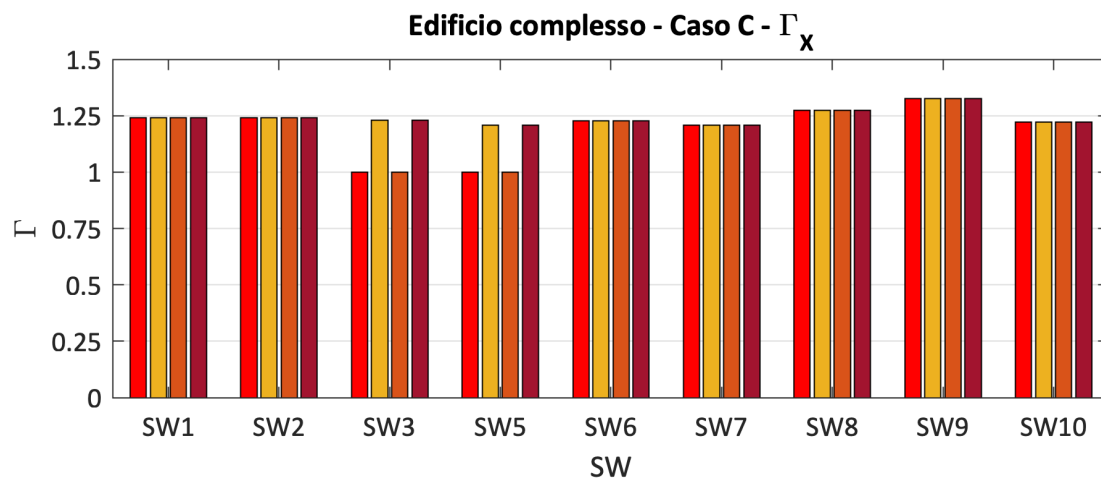


Figura 101 – Valori di Γ per i diversi software al variare delle distribuzioni di forze applicate e differenziati per la direzione di analisi (X e Y, verso positivo e negativo)

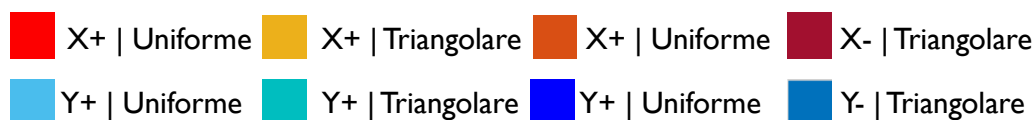
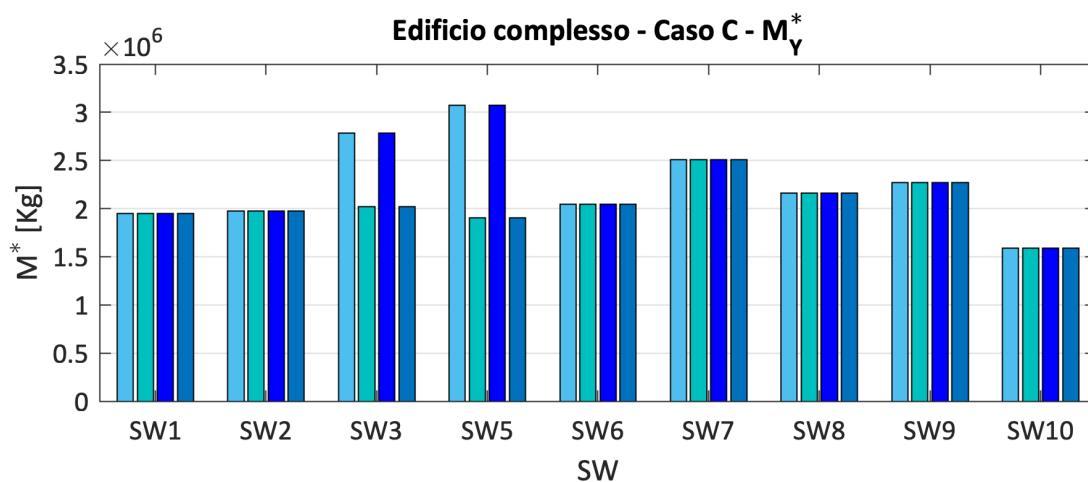
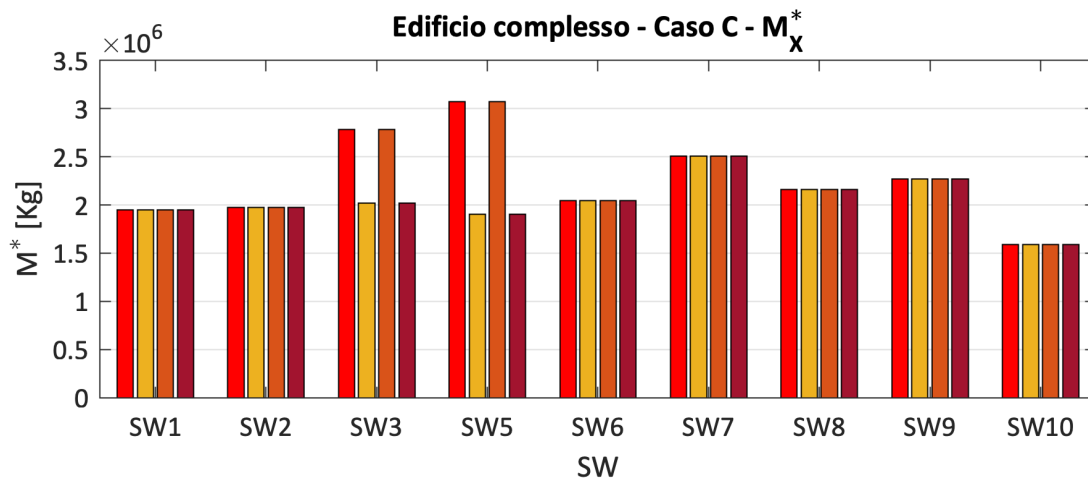


Figura 102 – Valori di M^* per i diversi software al variare delle distribuzioni di forze applicate e differenziati per la direzione di analisi (X e Y, verso positivo e negativo)

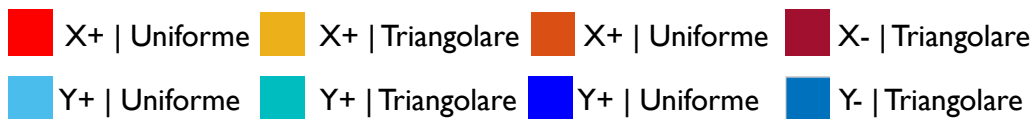
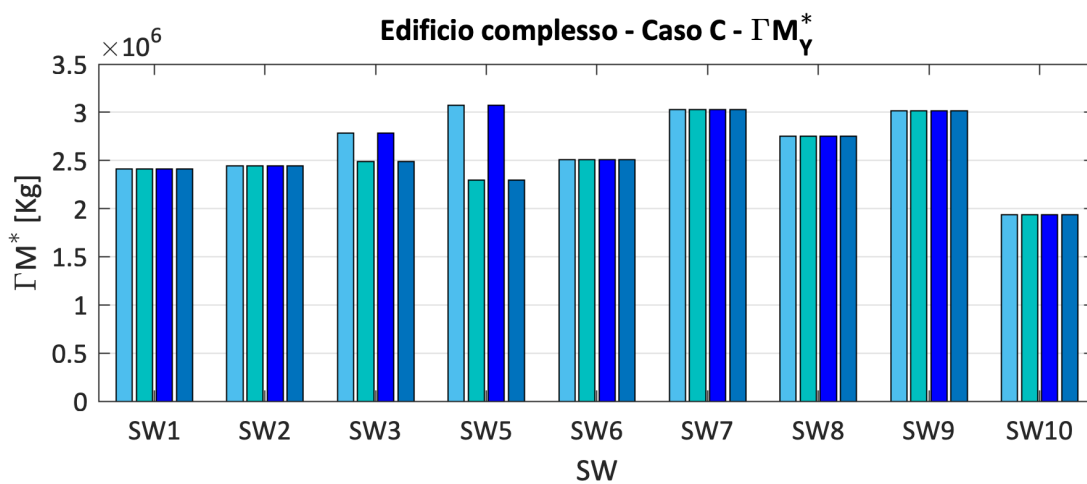
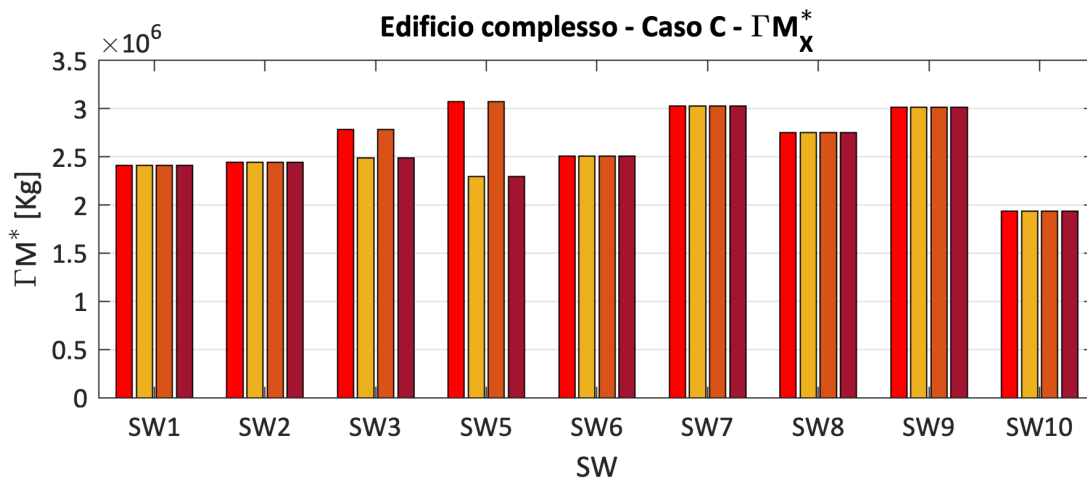


Figura 103 – Valori del prodotto ΓM^* per i diversi software al variare delle distribuzioni di forze applicate e differenziati per la direzione di analisi (X e Y, verso positivo e negativo)

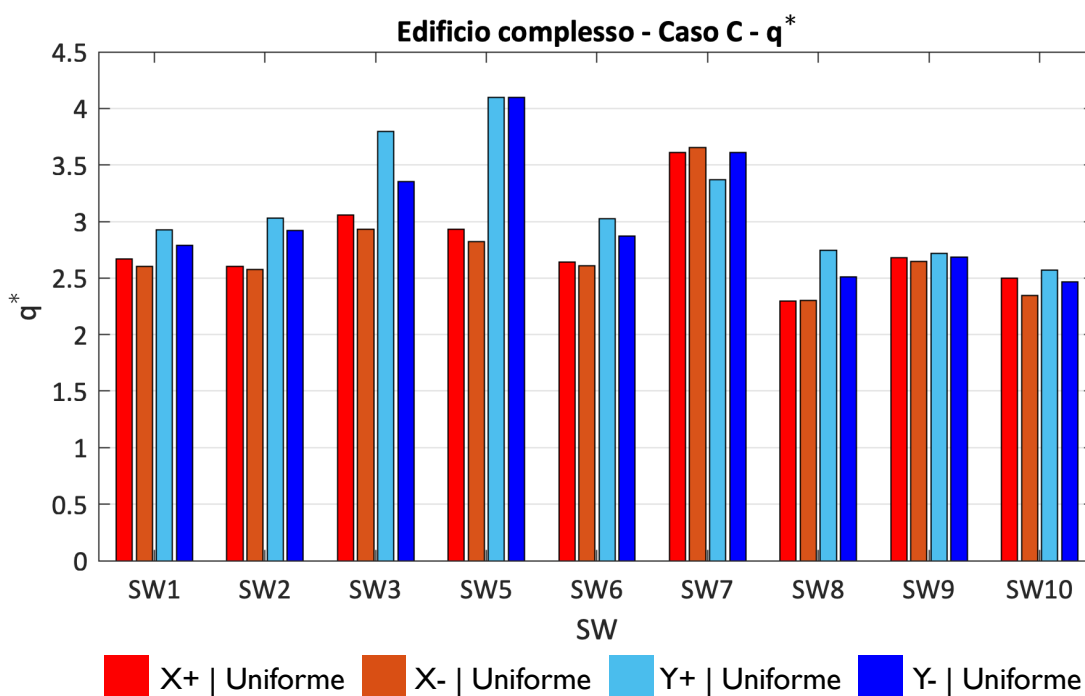


Figura 104 – Valori di q^* per i diversi programmi, per le due direzioni e per la distribuzione uniforme.

La **Figura 105** riporta i valori risultanti di PGA, per le due direzioni esaminate, nel caso dei modelli a telaio equivalente; la **Figura 106** 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 78**, 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.

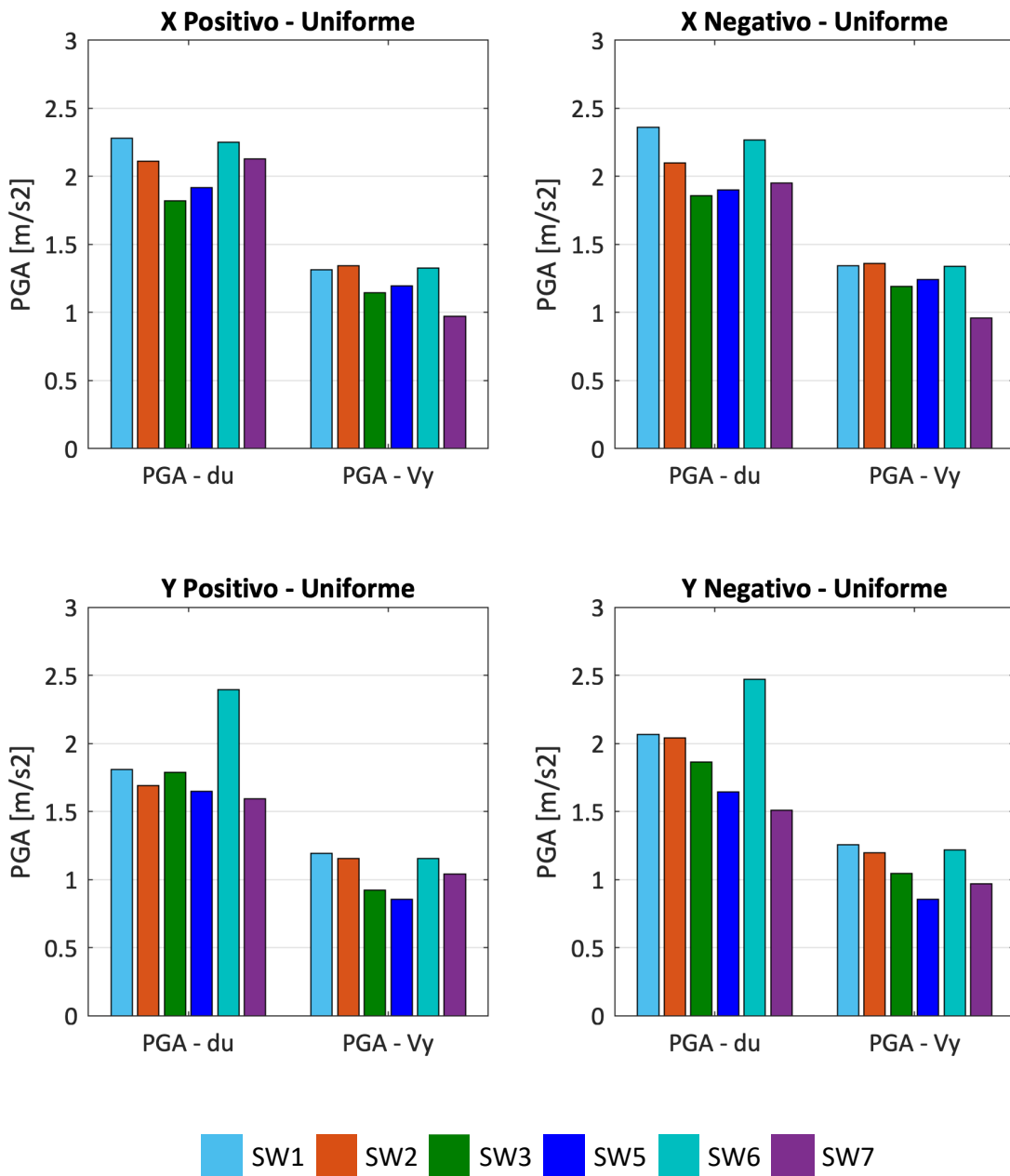


Figura 105 – Valori di PGA ottenuti per le due condizioni esaminate per i modelli a telaio equivalente (Gruppo 1)

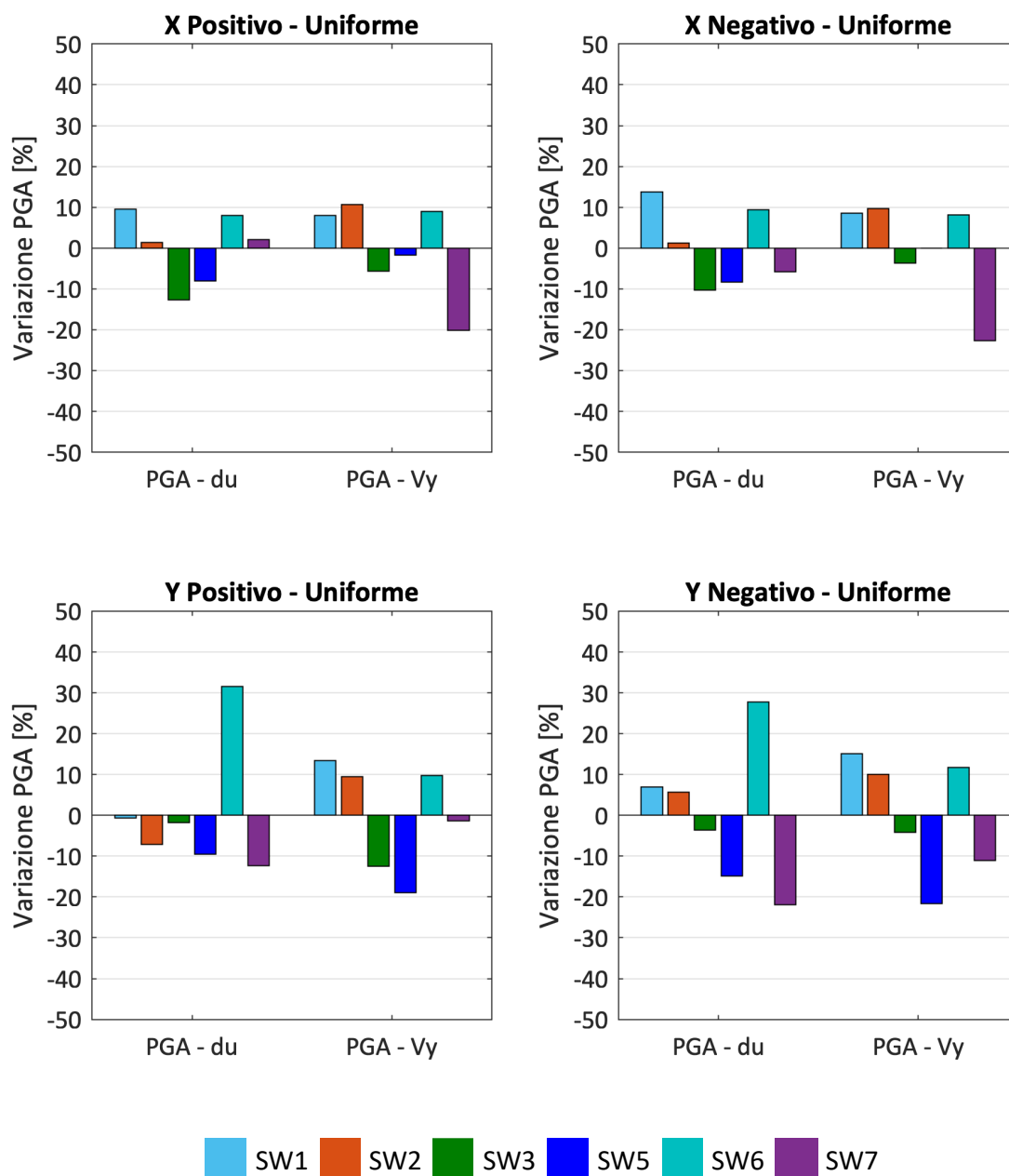


Figura 106 – Scarti delle PGA ottenuti per i modelli a telaio equivalente (Gruppo 1)

La **Figura 107** e la **Figura 108** 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-du: fino ad un massimo del 30% ed in media (*ossia considerando le quattro analisi considerate*) intorno al 11%.

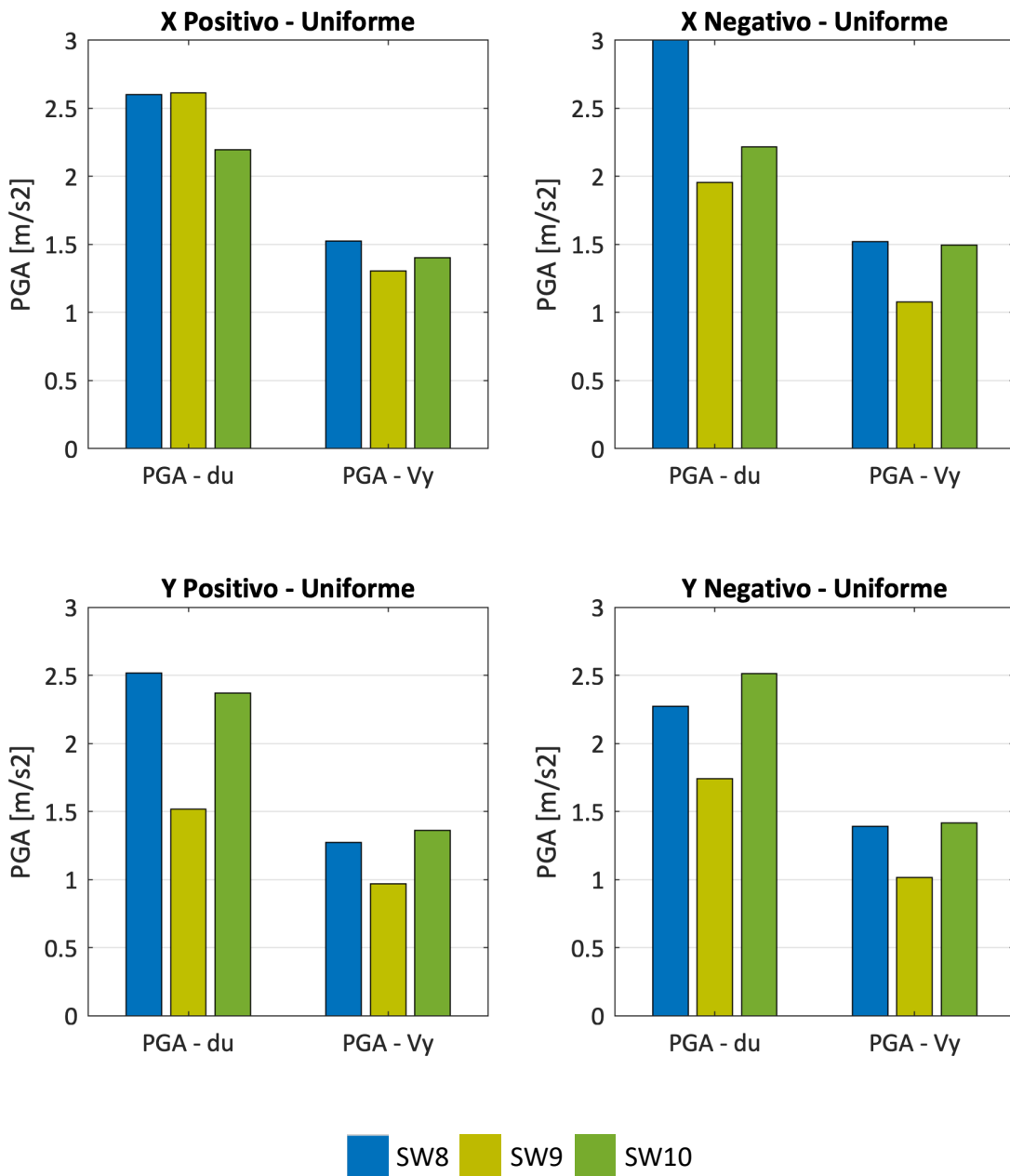


Figura 107 – Valori di PGA ottenuti per le due condizioni esaminate per i modelli Discreti Piani e FEM.

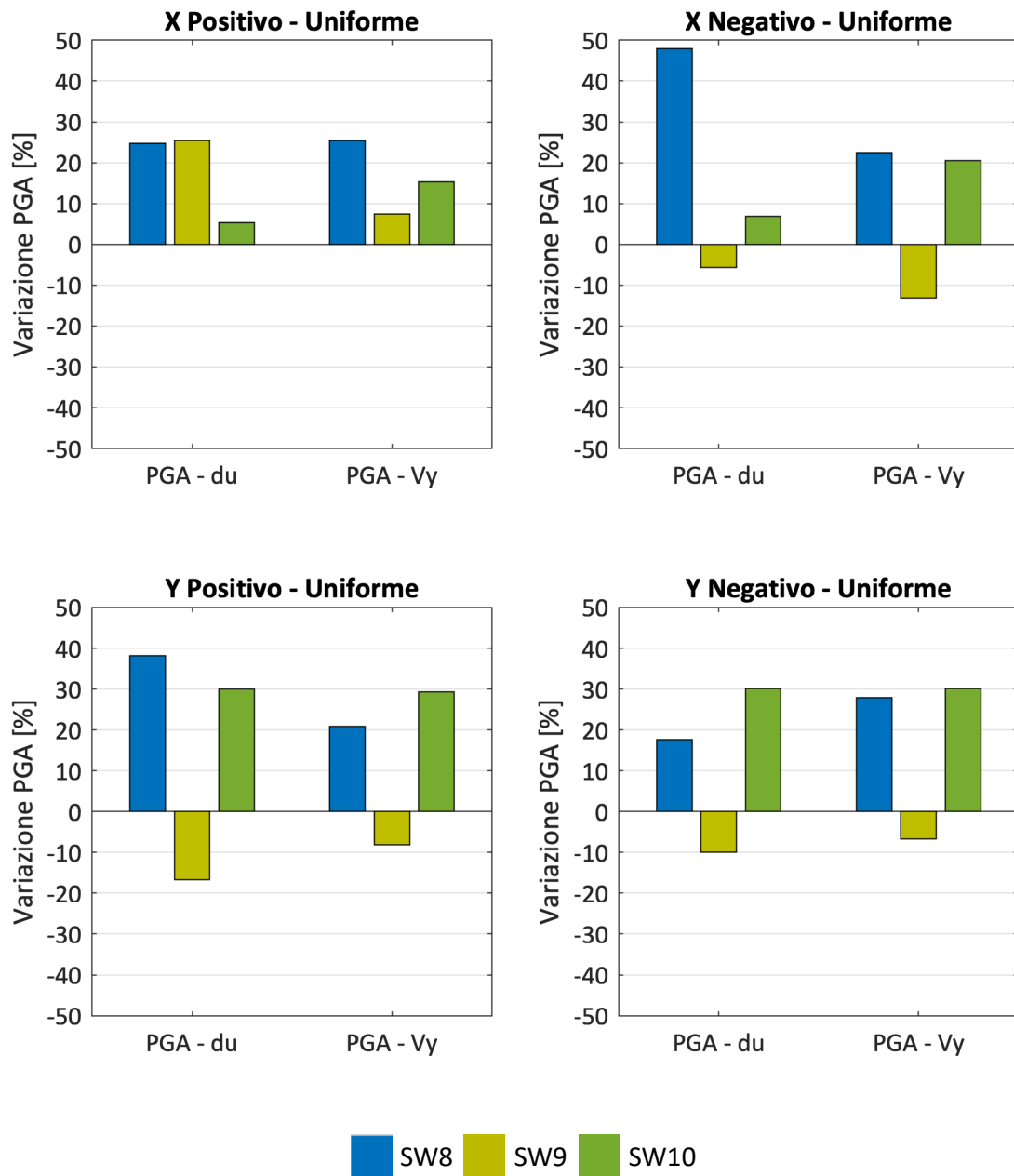


Figura 108 – Scarti delle PGA ottenuti per i modelli Discreti Piani e FEM.

RIFERIMENTI DEI SOFTWARE DI CALCOLO IMPIEGATI NELLA RICERCA

- 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: *Charnpis 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.

ULTERIORE BIBLIOGRAFIA DEL GRUPPO DI LAVORO

- 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. *COMPADYN*, 24-26 June 2019, Crete, Greece.
- 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.
- 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.
- 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., Lourenco, 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., Calì 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.
- 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.

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

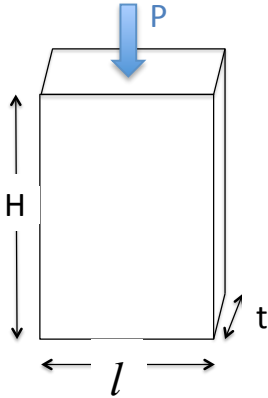
Struttura 3D rappresentativa di un edificio semplice mono-cellula bi-piano

Struttura benchmark n° 5

Struttura 3D rappresentativa di un edificio complesso ispirato ad uno reale

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)

SCHEMA 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:

Caso I : $l= 1 \text{ m}$; $H= 1.35 \text{ m}$; $t = 0.25 \text{ m}$

Caso II: $l= 1 \text{ m}$; $H= 2 \text{ m}$; $t = 0.25 \text{ m}$

VARIANTI ANALIZZATE

Schema di vincolo fissato (doppio incastro), al variare di due differenti snellezze:

Caso I: snellezza $\lambda=1.35$

Caso II: snellezza $\lambda=2$

PARAMETRI MECCANICI

Tipologia di muratura: mattoni pieni e malta di calce

$E = 1800 \text{ [MPa]}$; $G = 600 \text{ [MPa]}$; $w = 17.50 \text{ kN/m}^3$

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)

$f_{tm} = 0.04 \text{ [MPa]}$; $f_{v0}= 0.23 \text{ [MPa]}$; $f_{tb}= 1.22 \text{ [MPa]}$; $\mu= 0.58$; $f_m= 6.2 \text{ [MPa]}$; $\tau_0 = 0.163 \text{ [MPa]}$; $l_b/h_b= 4$; $FC= 1$
(valori definiti assumendo a riferimento alcuni dei dati sperimentali illustrati in [1])

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

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)

CONDIZIONI DI CARICO e TIPO DI ANALISI SUGGERITI

P = 150, 400, 600 [kN]

Analisi in controllo di spostamento: $u_{\max} = 0.025$ m

OUTPUT SUGGERITI

- 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

BIBLIOGRAFIA

[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.

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*.

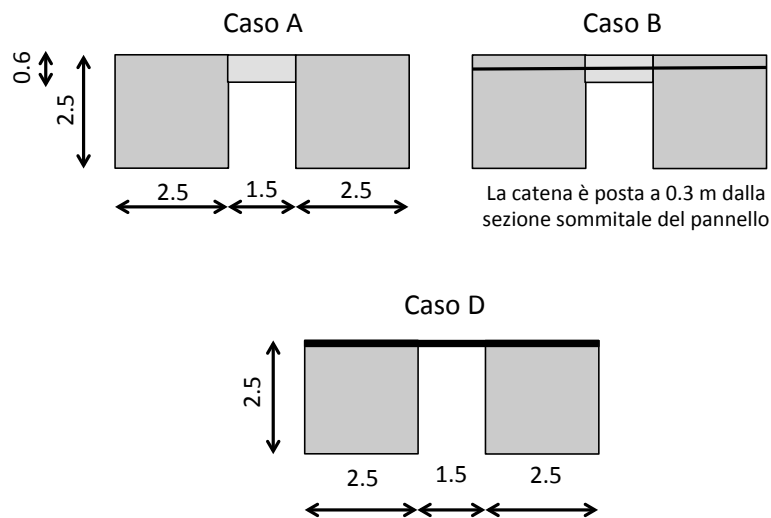


Figura 1 – Varianti analizzate per la struttura benchmark n°2.

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
a) curva pushover di parete (taglio di base- spostamento medio di sommità) b) curva taglio–spostamento (o drift) di elemento (i due maschi e la fascia) c) indicazione del meccanismo di collasso attivato in ciascun elemento d) variazione dello sforzo normale e del momento flettente nei due maschi e nella fascia

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 latero-cemento 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.

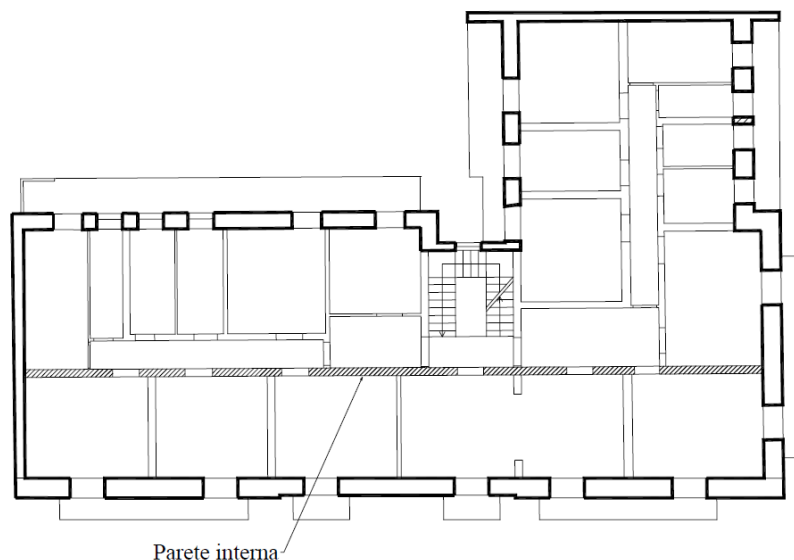


Figura 1 – Edificio di via Martoglio: individuazione della parete interna cui si ispira la struttura benchmark n°3.

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 4Ø16 ed a taglio (in corrispondenza delle sezioni di estremità) con staffe a due bracciØ8|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

IPOSTESI 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.

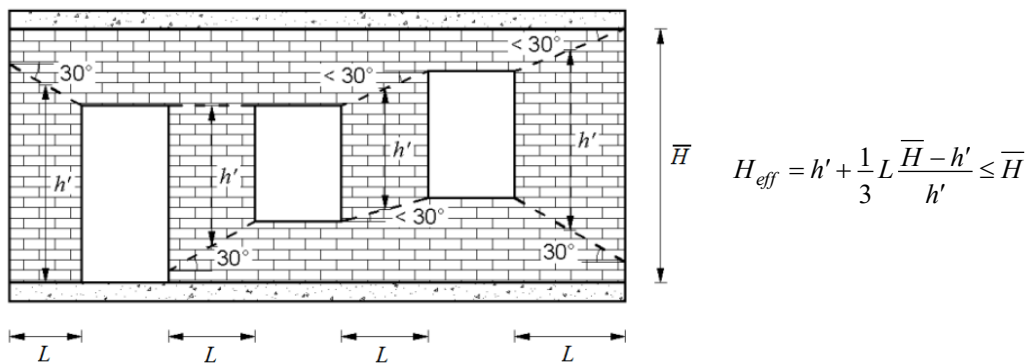


Figura 3– Criterio adottato per la definizione dell'altezza efficace dei maschi murari.

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.

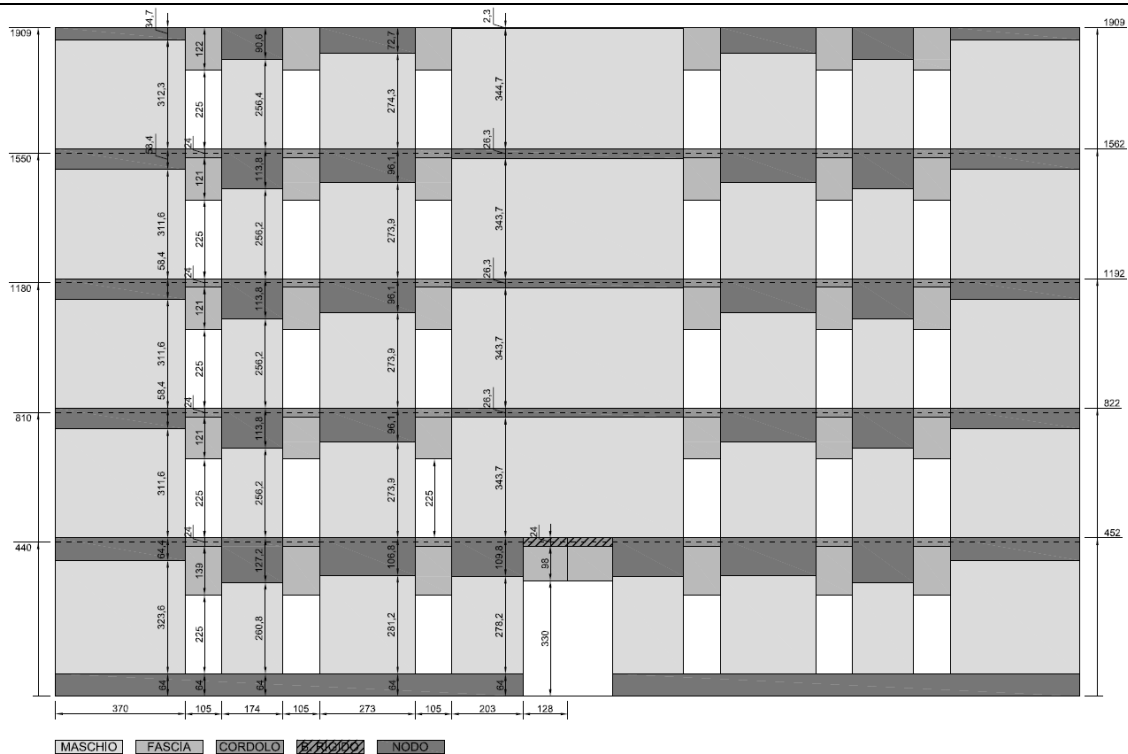


Figura 4 – Identificazione degli elementi strutturali costituenti la parete (in tratteggio l’asse baricentrico di piano).

L’irregolarità geometrica costituita dal vano del portone al piano terra è modellata in modo tale da garantire il trasferimento delle azioni provenienti dai maschi centrali sovrastanti l’apertura ai maschi laterali. Questo è coerente con l’ipotesi che al di sopra dell’apertura sia presente una trave in c.a. in grado di sopportare il carico verticale sovrastante e riportarlo sui maschi laterali. Ad esempio questo può essere realizzato mediante l’inserimento di due bracci infinitamente rigidi.

CONDIZIONI DI CARICO e TIPO DI ANALISI SUGGERITE

Sono state assunte le seguenti ipotesi:

- Il *peso proprio* della muratura e quello dei cordoli di piano in c.a. sono determinati in funzione del peso specifico dei materiali (di seguito riportati) e delle dimensioni geometriche della parete.
- La risultante di *carico da solaio* Q_{tot} gravante sulla parete a ciascun piano, assunta come da prospetto riportato in Tabella 4, è stata ripartita fra i pannelli murari ipotizzando convenzionalmente che l’area di solaio di competenza della parete abbia larghezza costante unitaria (sia L_y) per l’intero sviluppo longitudinale (sia L_x) e 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

- Distribuzione delle azioni assiali negli elementi dopo l’applicazione dei soli carichi gravitazionali
- 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.

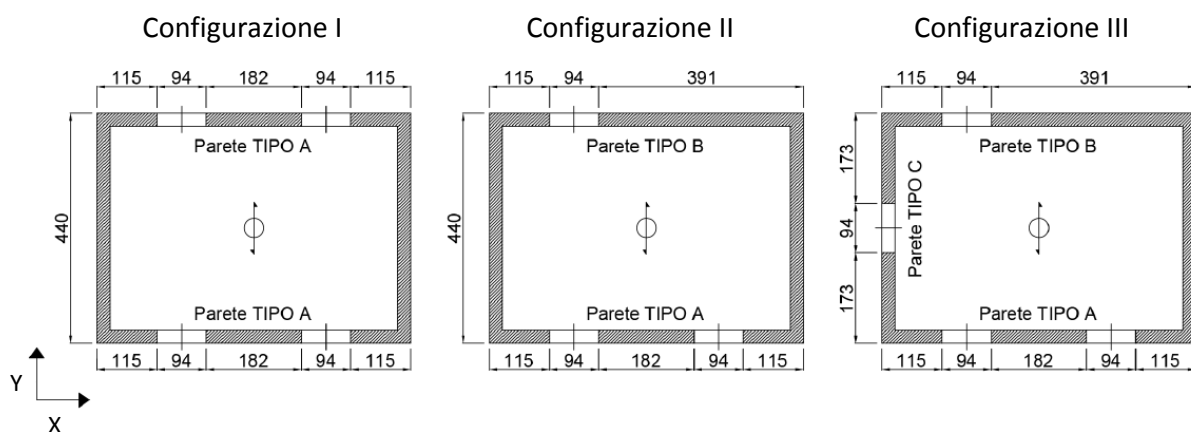


Figura 1 – Pianta delle tre configurazioni analizzate per la struttura benchmark n°4.

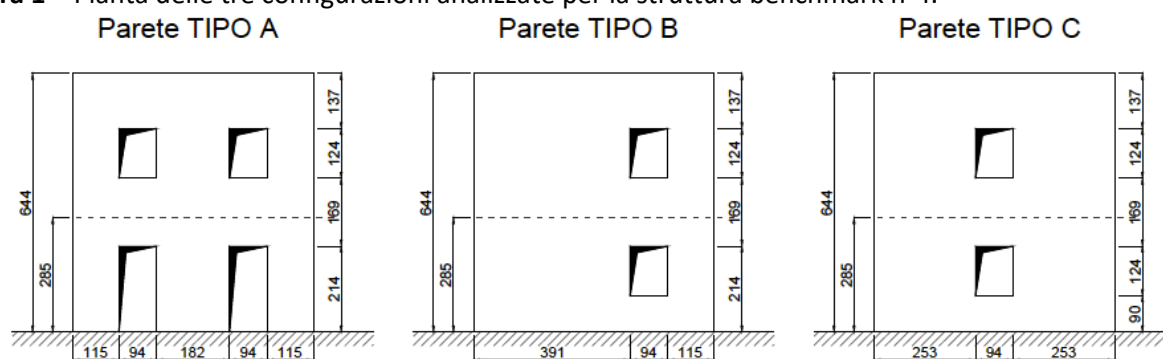


Figura 2 – Prospetti e idealizzazione a telaio equivalente per le tre configurazioni analizzate della struttura benchmark n° 4.

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

$E = 1800 \text{ [MPa]}$; $G = 600 \text{ [MPa]}$; $w = 17.50 \text{ kN/m}^3$

Moduli da intendersi rappresentativi di una condizione elastica iniziale.

Stato fessurato: da ottenersi applicando un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5

$f_{tm} = 0.04 \text{ [MPa]}$; $f_{v0} = 0.23 \text{ [MPa]}$; $f_{tb} = 1.22 \text{ [MPa]}$; $\mu = 0.58$; $f_m = 6.2 \text{ [MPa]}$; $\tau_0 = 0.163 \text{ [MPa]}$; $l_b/h_b = 4$

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.

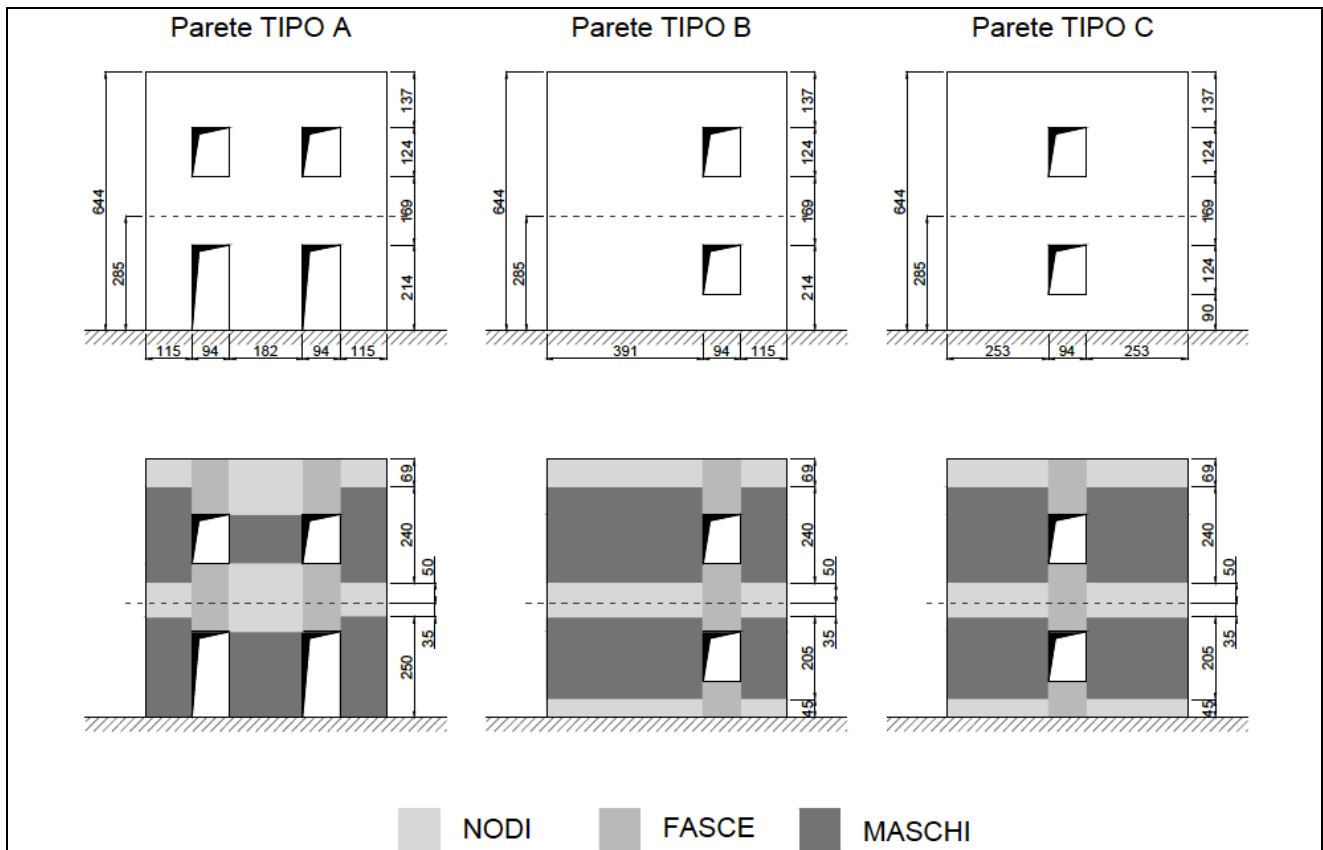


Figura 3 – Idealizzazione a telaio equivalente per le tre configurazioni analizzate della struttura benchmark n° 4.

CONDIZIONI DI CARICO e TIPO DI ANALISI SUGGERITE

I solai sono orditi perpendicolarmente alle pareti orientate in X. Il carico è pari a 10 kN/m².

La risposta è studiata mediante analisi statica non lineare con distribuzione di forze proporzionale alle masse ($u_{max} = 0.04$ m, con riferimento al secondo piano dell'edificio).

OUTPUT SUGGERITI

- a) curva pushover globale
- b) curva pushover delle pareti orientate in direzione X
- c) variazione sforzo normale in ciascuno degli elementi strutturali delle pareti orientate in direzione X
- d) curva taglio-spostamento (o drift) di ciascun elemento strutturale delle pareti orientate in direzione X
- e) quadro del danno ottenuto

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.

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.

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 ammorsamento 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.

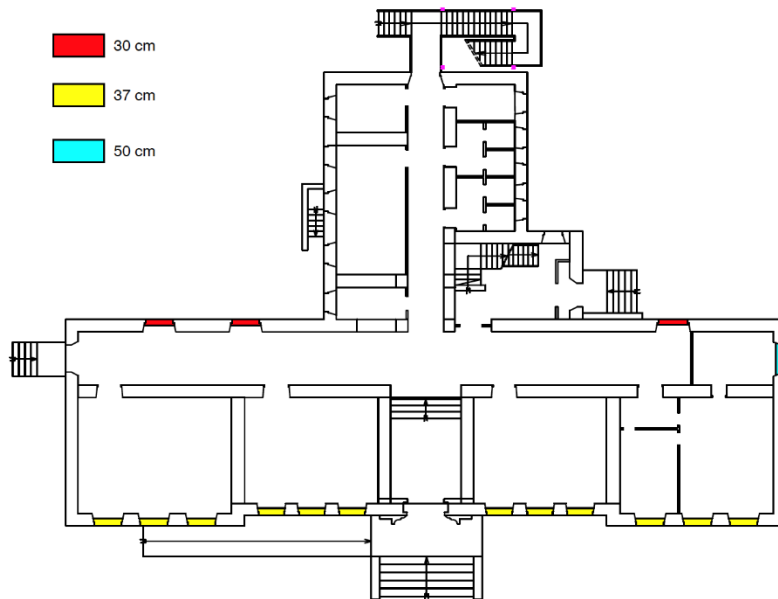


Figura 3 – Identificazione dei sottofinestra del Piano Terra.

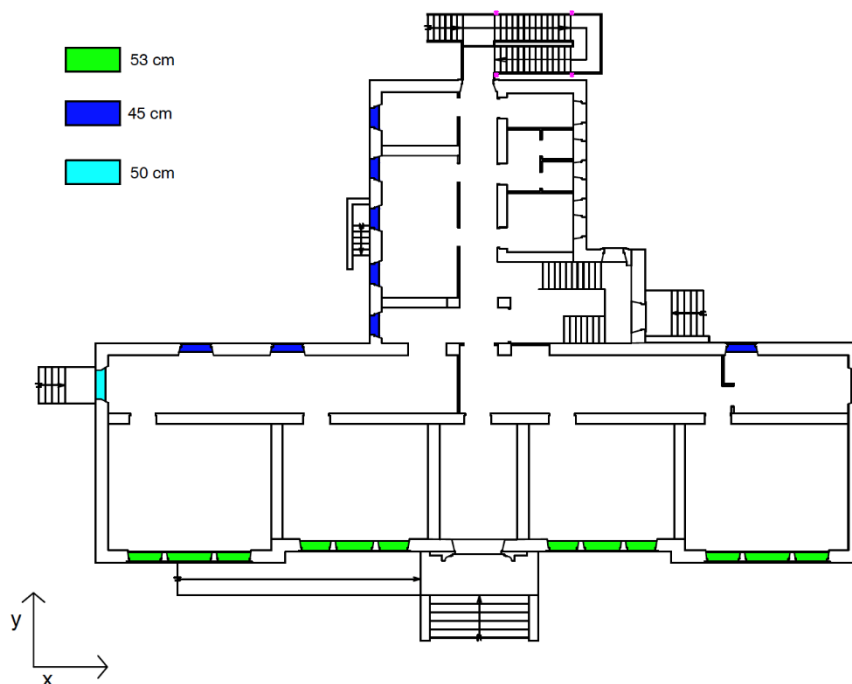


Figura 4 – Identificazione dei sottofinestra del Piano Primo.

Il sistema di fondazioni risulta in continuità ai muri perimetrali e costituito da muratura in blocchi di pietra non squadrati 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.

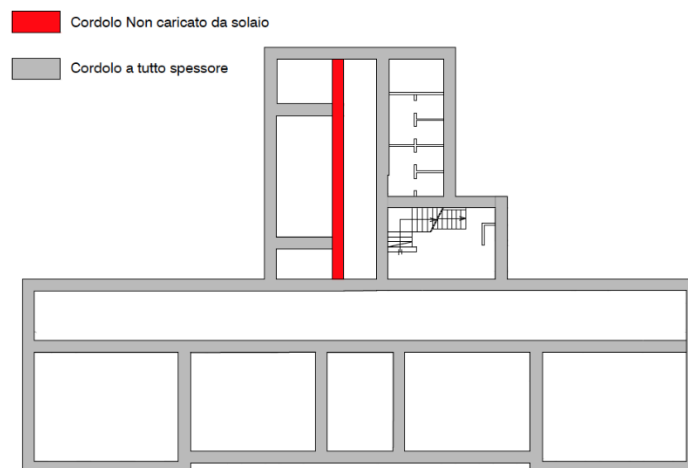


Figura 5– Identificazione dei cordoli del Piano Terra.

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 squadrati). 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.

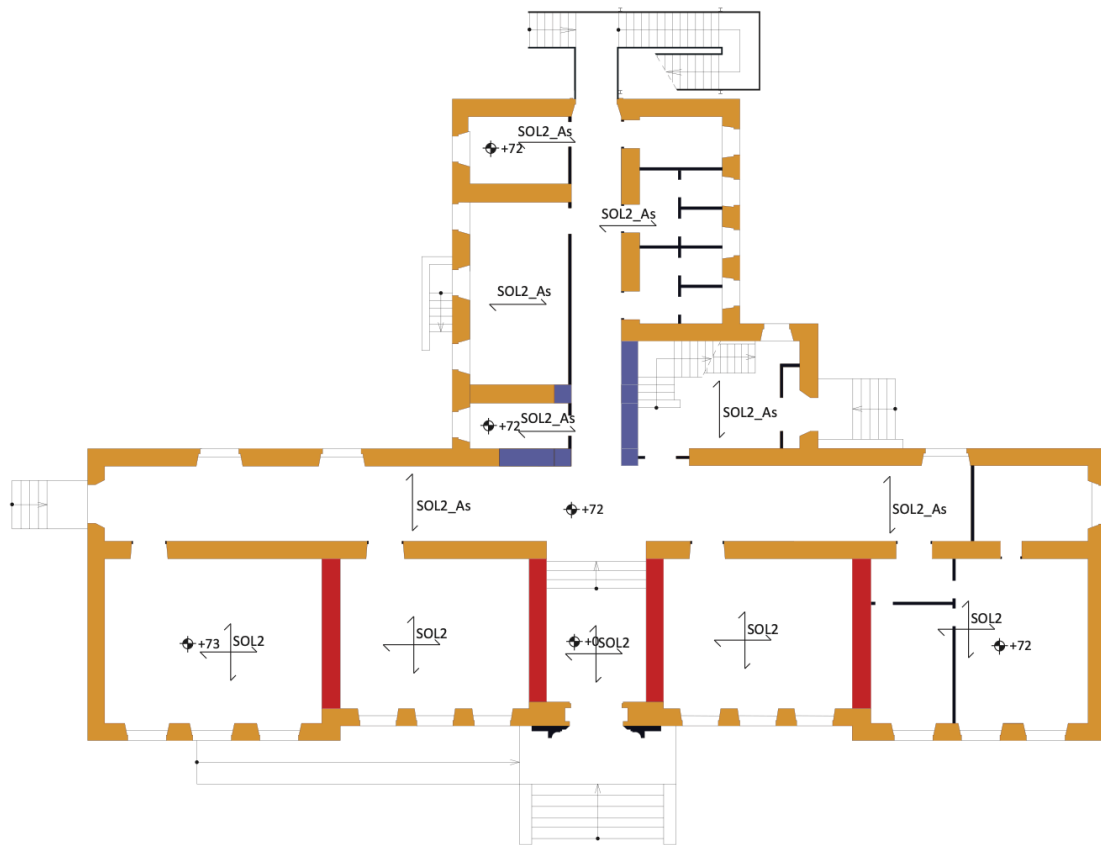


Figura 6 – Identificazione delle Tipologie murarie del Piano Terra e della tipologia/orditura dei solai che gravano su esso: MUR1 – Arancione, MUR1 (CONS) – Rossa, MUR2 – Viola.

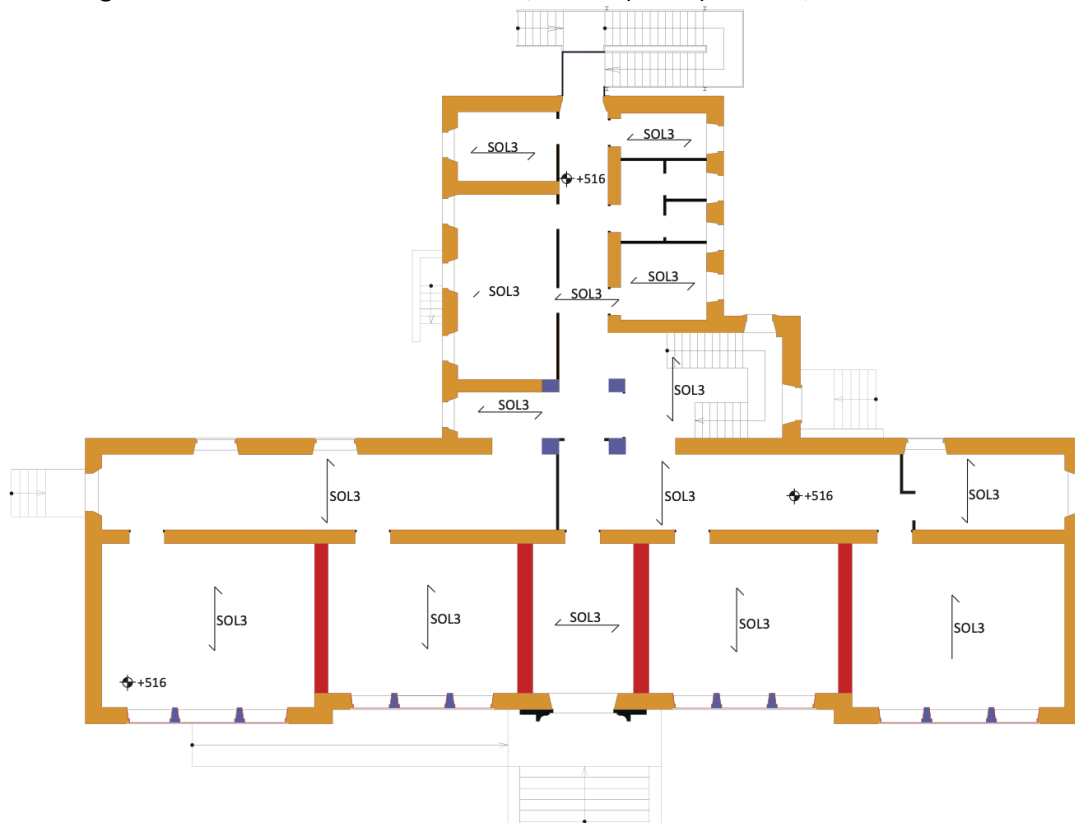


Figura 7 – Identificazione delle tipologie murarie del Piano primo e della tipologia/orditura dei solai che gravano su esso: MUR1 – Arancione, MUR1 (CONS) – Rossa, MUR2 – Viola.

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/mm² e con limite di snervamento pari a 30 kg/mm², 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.

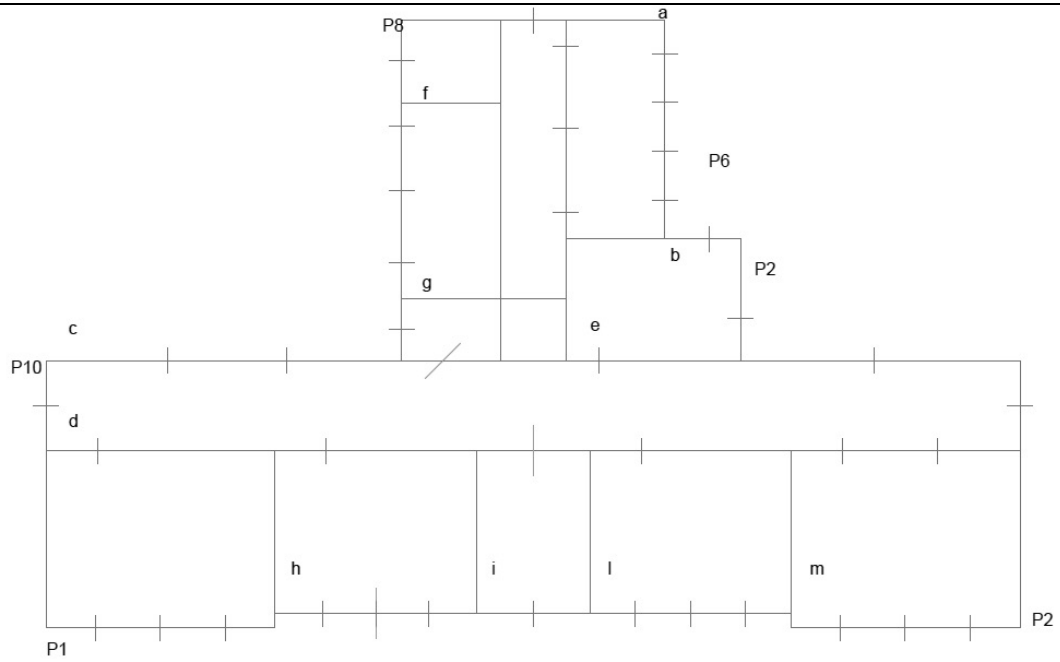


Figura 8 – Identificazione delle pareti.

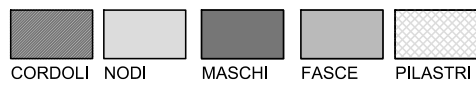


Figura 9 – Legenda della Mesh.

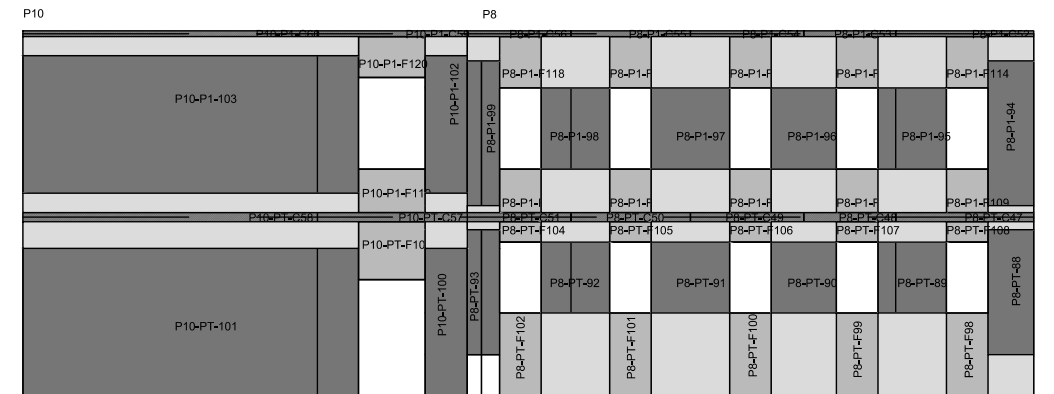


Figura 10 – Mesh P8 e P10.

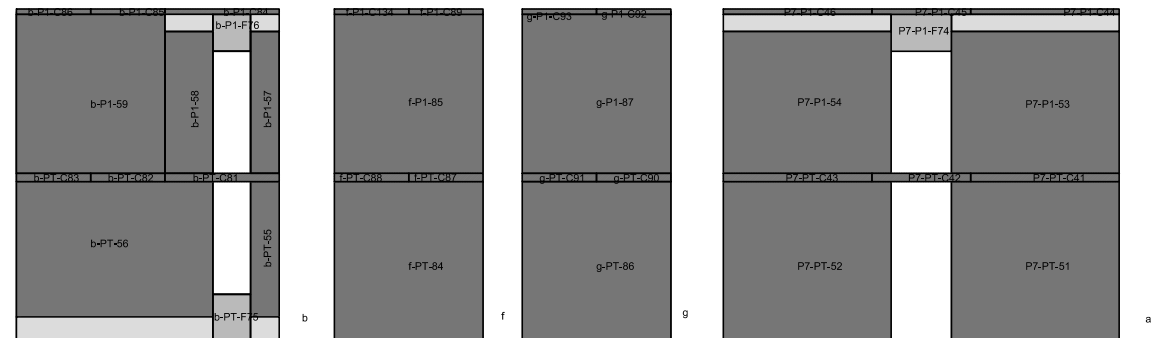


Figura 11 – Mesh pareti: b, f, g ed a.

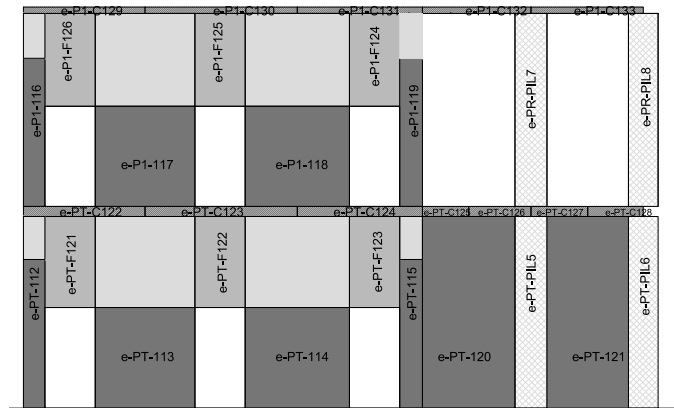


Figura 12 – Mesh della parete e.

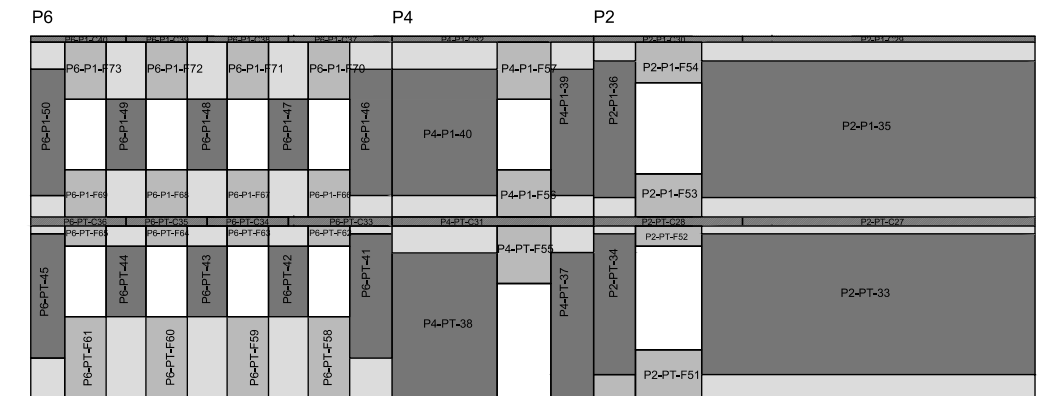


Figura 13 – Mesh pareti: P6, P4 e P2.

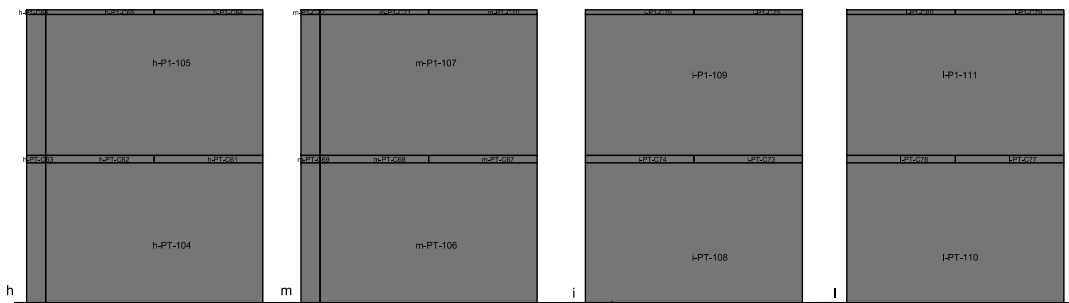


Figura 14 – Mesh pareti: h, m, l ed i.

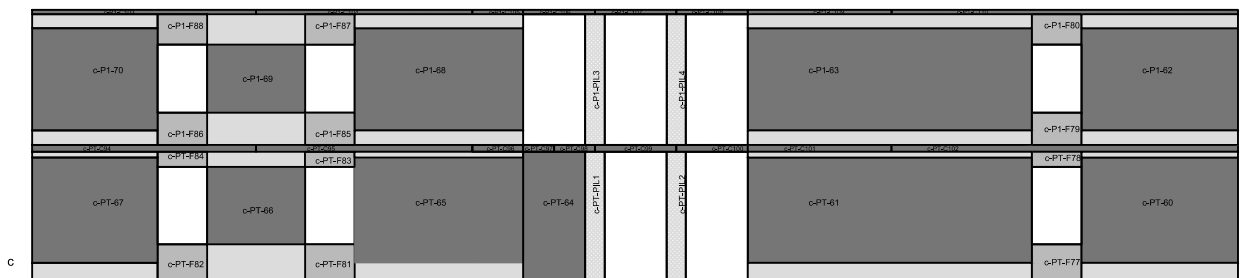


Figura 15 – Mesh della parete c.

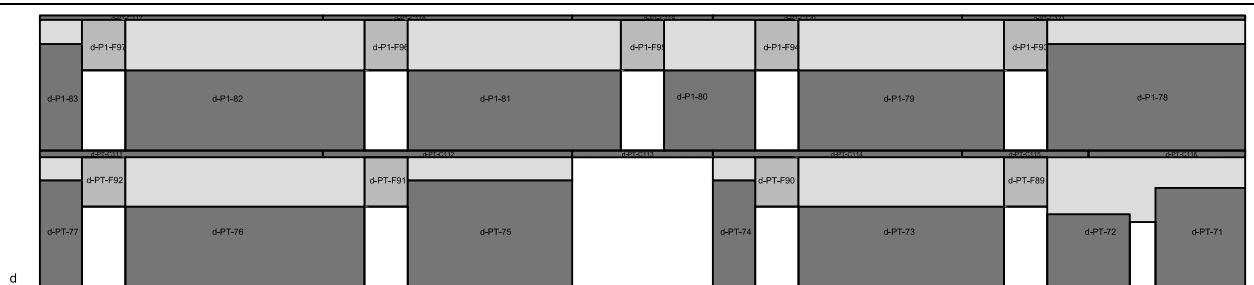


Figura 16 – Mesh della parete d.

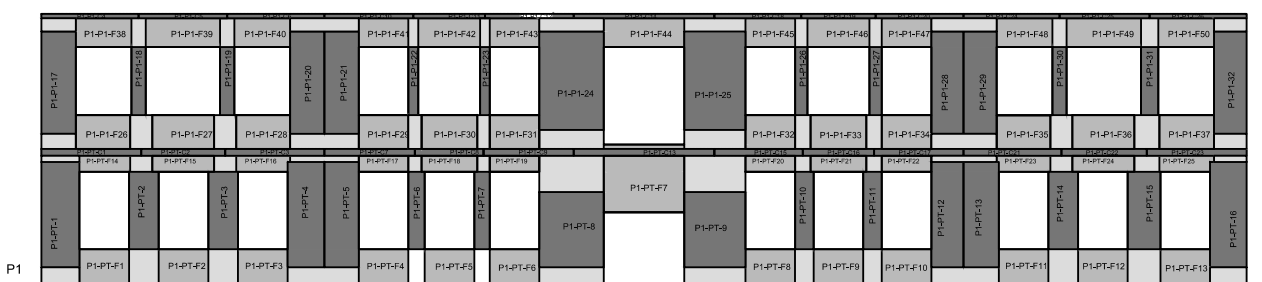


Figura 17 – Mesh della parete P1.

ORIZZONTAMENTI e CONDIZIONI DI CARICO

SOLAI INTEREDI 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/m^2 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.

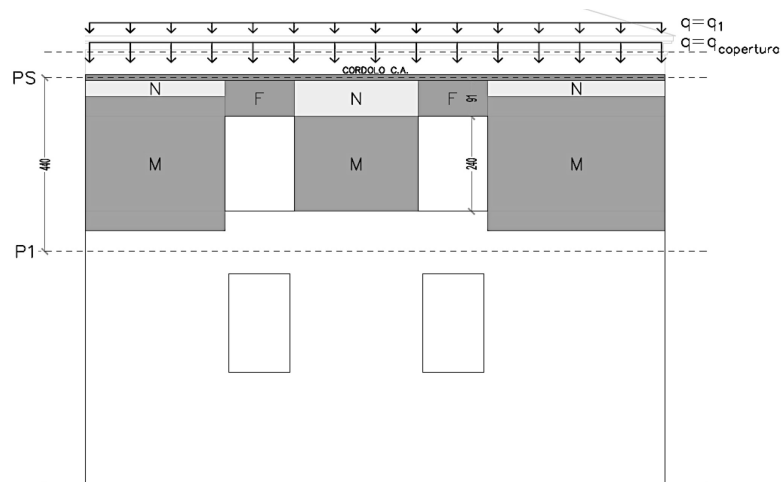


Figura 18 – Schematizzazione dei carichi di sottotetto e copertura.

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.

PIANTA SOTTOTETTO

- $h_{eq}=100 \text{ cm}$
- $h_{eq}=135 \text{ cm}$
- $h_{eq}=215 \text{ cm}$
- $h_{eq}=245 \text{ cm}$
- $h_{eq}=250 \text{ cm}$
- $h_{eq}=260 \text{ cm}$

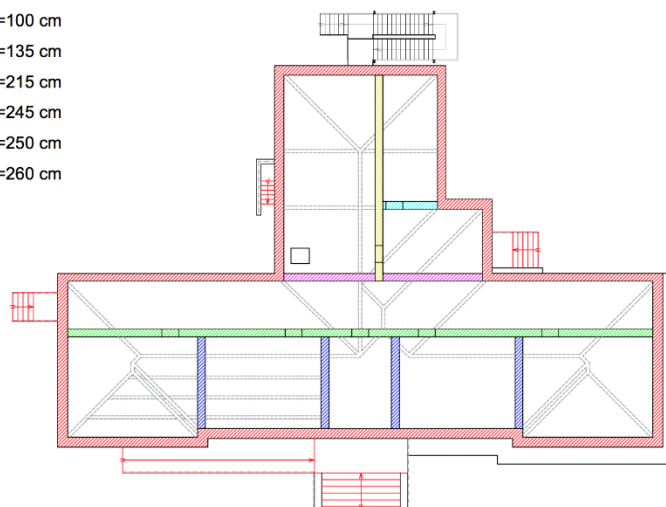


Figura 19 – Schematizzazione delle altezze equivalenti per i carichi di sottotetto sui muri interni ed esterni.

COPERTURA

La copertura è a falde e presenta due o tre corsi di arcarecci poggianti su murature di spina portanti, e, in corrispondenza dei compluvi e displuvi, di puntoni in legno; quest'ultimi sono spingenti sul cantonale all'altezza del cordolo di calcestruzzo armato perimetrale. La seconda orditura di listelli sorregge un manto in tavole su cui poggiano i coppi. È inoltre presente una soletta in c.a. di circa 2 cm di spessore.

La copertura non è modellata esplicitamente in tutti i suoi elementi strutturali ed è stata assunta rigida. Di conseguenza la copertura diventa l'orizzontamento del primo piano (o solaio di sottotetto). Il carico dunque da attribuire è dato dalla somma del carico di solaio più quello di copertura con la direzione di scarico assegnata in Tabella 3. In particolare, la tabella chiarisce le percentuali di scarico da considerare per ciascun campo di solaio dell'ultimo livello (primo piano), identificati in precedenza, che tengono conto dell'effetto combinato del solaio di sottotetto e del carico di copertura (secondo la direzione di scarico delle falde).

Il carico di copertura è assunto pari a 1.5 kN/m^2 . Non si adotti nessun carico accidentale aggiuntivo.

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%

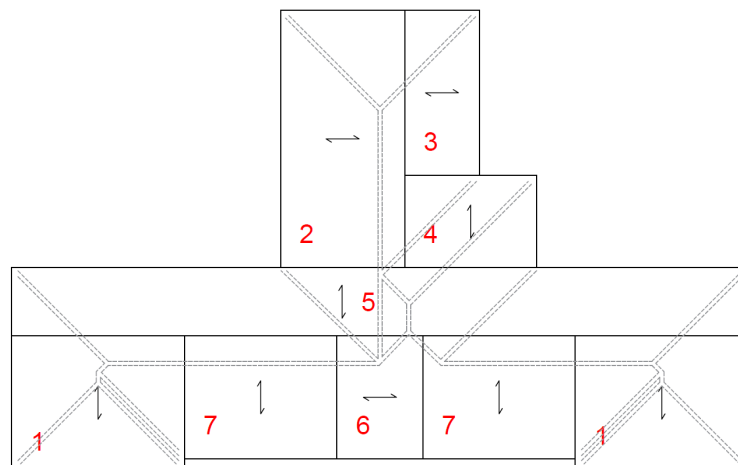


Figura20 – Identificazione dei campi di solai.

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.

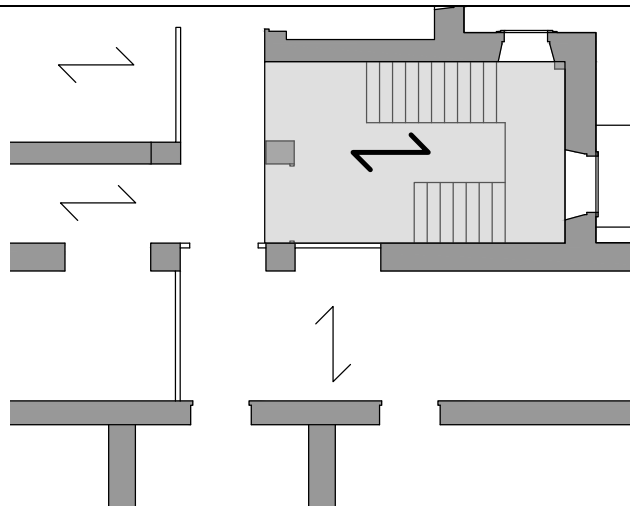


Figura 2 – Identificazione e orditura della scala

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.

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.

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> $M_u = H_p \frac{h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 f_{hd} h t} \right)$ <p>con H_p pari al minimo fra la resistenza dell'elemento teso ed il valore $0.4 f_{hd} h t$</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> <p>1 $h/l_{eff} < 1$ h/l_{eff} $1 \leq h/l_{eff} \leq 1.5$ 1.5 $h/l_{eff} > 1.5$</p>	<p>Il calcolo del taglio ultimo è svolto assumendo $\sigma_0 = 0$:</p> $V_u^{FD} = \frac{1.5 \tau_{0d} l_{eff} t}{\beta}$

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.

Simbologia adottata:

l_{eff} lunghezza libera dell'elemento (lunghezza della porzione deformabile);

t spessore della sezione trasversale dell'elemento;

h altezza della sezione trasversale dell'elemento;

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 adottino, 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

Ruolo delle modalità adottate nei modelli a telaio per gestire l'accoppiamento di pareti incidenti

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 A

CALIBRAZIONE PARAMETRI MECCANICI

OBIETTIVO	Effettuare la calibrazione dei parametri meccanici del modello partendo da quelli usualmente impiegati per l'interpretazione della risposta alla scala del pannello murario (approccio usualmente adottato in ambito normativo) ed usati nei modelli a telaio equivalente
CASO STUDIO	Struttura benchmark n°1 – Singolo pannello
SOFTWARE	Software che implementano modelli al continuo <i>omogeneo</i> o <i>micro-strutturato</i> oppure con interfacce e molle

A.1 OBIETTIVO DELL'APPROFONDIMENTO E CRITERI ADOTTATI PER IL CONFRONTO DEI RISULTATI

In questa scheda di approfondimento viene presentato un possibile approccio per la calibrazione dei parametri meccanici di modelli al continuo *omogeneo* o *micro-strutturato* oppure con interfacce e molle. Ai fini della calibrazione sono stati adottati a riferimento i criteri di resistenza per l'interpretazione della risposta dei pannelli murari già impiegati nei modelli a telaio equivalente per l'illustrazione dei risultati presentati nel Documento Generale.

Questo approfondimento è motivato dal fatto che le proprietà meccaniche su cui si basano i criteri di resistenza adottati in letteratura e in ambito normativo nazionale ed internazionale, nonché quelli che in molti casi sono ricavati tramite prove sperimentali in situ, fanno riferimento alla scala del pannello murario e non sono, in generale, direttamente correlabili a proprietà rappresentative della scala del materiale muratura. Pertanto, quando si operi tramite una modellazione numerica alla scala del materiale (ad esempio tramite un modello continuo omogeneo equivalente oppure continuo micro-strutturato, in cui vengono distinti malta e mattoni), l'impiego dei valori di riferimento delle proprietà meccaniche tipicamente disponibili in letteratura o, in alcuni casi, suggerite dalla normativa richiede cautela ed una attenta conoscenza della loro relazione con i parametri su cui il modello numerico impiegato si basa.

L'obiettivo della scheda è pertanto quello di presentare un possibile approccio, ragionevolmente semplice, per la calibrazione dei parametri meccanici di modelli numerici che operano alla scala del materiale muratura, avendo come riferimento di partenza le proprietà meccaniche rappresentative della risposta alla scala del pannello murario. A tal fine, viene proposto come caso studio un singolo pannello murario (soggetto a compressione e taglio) per verificare l'equivalenza meccanica, in termini di resistenza tra modelli alla scala del pannello e modelli alla scala del materiale. In particolare, la resistenza dei pannelli ottenuta con modelli numerici alla scala del materiale viene confrontata con i criteri di resistenza analitici adottati a riferimento nel documento di Linee Guida per interpretare le modalità di rottura a pressoflessione ed a taglio per

fessurazione diagonale. Essi, che come descritto anche nella Scheda di Approfondimento G fanno riferimento a noti criteri di letteratura, sono di seguito riportati per semplicità:

- Taglio ultimo per rottura a pressoflessione: $V_{pf} = \frac{0,5l^2t\sigma_0}{h'} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85f_m/FC} \right)$;
- Taglio ultimo per rottura a taglio per fessurazione diagonale: $V_t = lt \frac{1,5\tau_0/FC}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_0/FC}}$;

nei quali l e t sono rispettivamente la lunghezza e lo spessore del pannello, σ_0 è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione, f_m è la resistenza a compressione media della muratura, FC è il fattore di confidenza, h' è la luce di taglio del pannello.

Le proprietà meccaniche di riferimento per i pannelli sono riportate in Tabella A.1. Esse sono compatibili con quelle proposte nella Circolare N.7 C.S.LL.PP 21 Gennaio 2019 per la tipologia di materiale "Muratura in pietre a spacco con buona tessitura" adottando un livello di conoscenza LC2 (quindi con l'applicazione del fattore di confidenza FC pari a 1.2 alle proprietà meccaniche di resistenza).

Densità [kg/m ³]	2100
Modulo di Young E [MPa]	1740
Modulo di elasticità tangenziale G [MPa]	580
Resistenza a compressione f_m/FC [MPa]	2,67
Resistenza a taglio in assenza di compressione τ_0/FC [MPa]	0,054

Tabella A.1 – Proprietà meccaniche di riferimento per i pannelli murari.

Nel seguito, sono considerate tre diverse geometrie caratterizzate da diverse snellezze:

- Pannello snello (B:H=1:2) – 1.25 x 2.50 x 0.50 m³ (B x H x t);
- Pannello quadrato (B:H=1:1) – 2.50 x 2.50 x 0.50 m³ (B x H x t);
- Pannello tozzo (B:H=2:1) – 5.00 x 2.50 x 0.50 m³ (B x H x t).

I pannelli sono analizzati nelle seguenti condizioni.

I pannelli vengono inizialmente compressi verticalmente. Successivamente, tutti i nodi del bordo superiore sono sottoposti allo stesso spostamento orizzontale nel piano medio del pannello, riproducendo una analisi non lineare incrementale in controllo di spostamento. Sono considerate diverse ipotesi di vincolo, di seguito brevemente illustrate:

- Schema a mensola con ingobbamento libero: nessuna traversa rigida è considerata alla sommità del pannello, libera quindi di ingobbarsi;
- Schema a mensola con ingobbamento impedito: una traversa rigida (o corpo rigido) viene considerata alla sommità del pannello, che non si può ingobbare ma può ruotare;
- Schema a doppio incastro con spostamenti verticali liberi: viene considerata una traversa rigida alla sommità nel pannello, che non può ruotare; gli spostamenti verticali del bordo superiore sono liberi;
- Schema a doppio incastro con spostamenti verticali impediti: viene considerata una traversa rigida alla sommità nel pannello, che non può ruotare. Dopo aver applicato il

carico verticale iniziale, gli spostamenti verticali del bordo superiore sono bloccati, quindi il carico di compressione verticale varia durante l'analisi.

Le analisi sono inoltre svolte al variare delle seguenti configurazioni:

- Configurazione 1. Pannello quadrato, schema a mensola, ingobbamento libero. I parametri meccanici vengono calibrati in questa configurazione per avere un perfetto matching col criterio analitico più vicino (pressoflessione o fessurazione diagonale) al livello di compressione pari al 18% di f_m/FC ;
- Configurazione 2. Pannello snello, schema a mensola, ingobbamento libero. Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1;
- Configurazione 3. Pannello quadrato, schema a mensola, ingobbamento impedito. Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1;
- Configurazione 4. Pannello quadrato, schema a doppio-incastro, spostamenti verticali liberi. Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1;
- Configurazione 5. Pannello quadrato, schema a doppio-incastro, spostamenti verticali impediti. Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1;
- Configurazione 6. Pannello tozzo, schema a mensola, ingobbamento libero. Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1;
- Configurazione 9. Pannello quadrato, schema a mensola, ingobbamento libero. Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1 ad eccezione del modulo di elasticità tangenziale G e del modulo di Young E assunti pari rispettivamente a $G=725$ MPa e $E=1740$ MPa;
- Configurazione 10. Pannello quadrato, schema a mensola, ingobbamento libero. Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1 ad eccezione del modulo di elasticità tangenziale G e del modulo di Young E assunti pari rispettivamente a $G=270$ MPa e $E=696$ MPa.

Con riferimento alla “calibrazione della Configurazione 1”, si precisa che la locuzione “perfetto matching” indica che per compressione pari al 18% di f_m/FC il carico massimo registrato numericamente ha uno scostamento relativo massimo del 5% rispetto al criterio analitico più vicino (pressoflessione o fessurazione diagonale).

Per ogni configurazione, sono considerati cinque livelli di compressione verticale iniziale:

- Livello A. 12% di f_m/FC ;
- Livello B. 18% di f_m/FC ;
- Livello C. 30% di f_m/FC ;
- Livello D. 50% di f_m/FC ;
- Livello E. 75% di f_m/FC .

Con riferimento alle configurazioni appena descritte, nel seguito sono riportati e confrontati i risultati ottenuti con cinque diversi software:

- Software X1. Modello al continuo tridimensionale omogeneo, isotropo, elasto-plasto-danneggiante;
- Software X2. Modello al continuo omogeneo e isotropo non lineare con softening;
- Software X3. Modello con interfacce e continuo omogeneo e isotropo non lineare;

- Software X4. Modello con interfacce e sistema di molle;
Software X5. Modello al continuo micro-strutturato.

La presente scheda è così organizzata: nella Sezione 1 viene illustrato un possibile approccio per la calibrazione del comportamento elastico lineare; nella Sezione 2 viene mostrato un possibile approccio per la calibrazione dei parametri di resistenza; nella Sezione 3 vengono riportati criticamente alcuni aspetti sulla calibrazione del comportamento post-critico.

A.2 CALIBRAZIONE DEL COMPORTAMENTO IN FASE ELASTICA

In questa sezione sono mostrati gli approcci utilizzati per la calibrazione del comportamento elastico lineare nei diversi software considerati.

MODELLI AL CONTINUO OMOGENEI E ISOTROPI: SOFTWARE X1 E X2

Gli approcci di modellazione utilizzati nei Software X1 e Software X2 idealizzano il materiale muratura come un mezzo continuo omogeneo isotropo. Come è ben noto, la relazione che lega le tre costanti elastiche del materiale isotropo è data da $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, avendo indicato con ν il coefficiente di Poisson.

In questa sede, si punta l'attenzione sul fatto che, stante l'anisotropia della muratura, l'utilizzo dei parametri E e G suggeriti dalla normativa (ad esempio dalla Tabella C85.1 della Circolare N.7 C.S.LL.PP 21 Gennaio 2019) insieme alla relazione richiamata sopra (valida per materiali isotropi) può condurre a valutazioni del coefficiente di Poisson ν non attendibili (ad esempio, addirittura superiori a 0,50 a fronte di valori tipici compresi tra 0,15 e 0,30). Pertanto, volendo mantenere un valore di ν realistico (ad esempio 0,20), non è possibile utilizzare simultaneamente i valori di E e G suggeriti dalla normativa.

Nel caso di un pannello murario sollecitato da azione tagliante nel proprio piano (tipico caso di maschi murari in analisi pushover), è opportuno considerare anche la sensibilità dei risultati in termini di risposta elastica al modulo di elasticità tangenziale G oltre che al modulo di Young E . Pertanto, ai fini della calibrazione dei parametri elastici si è operato come segue: una volta assunto un valore di ν ritenuto plausibile, è stato determinato E affinché il modulo G risultante fosse quello suggerito dalla normativa. In questo modo, il valore del modulo E risulta tendenzialmente minore di quello suggerito dalla normativa. Ad esempio, se i valori di costanti elastiche suggerite dalla normativa sono $E=1740$ MPa e $G=580$ MPa, assumendo $\nu=0,2$ e $G=580$ MPa, risulta $E=1392$ MPa.

MODELLI CON INTERFACCE: SOFTWARE X3 E SOFTWARE X4

Per il Software X3, è stata assunta una calibrazione distinta per la porzione al continuo e quella di interfaccia.

In questa ottica, la porzione di muratura al continuo è stata calibrata in linea con quanto già descritto per i Software X1 e X2.

Le condizioni di vincolo inferiore e di contatto con l'elemento adottato per la distribuzione delle azioni lungo la dorsale del pannello sono state modellate con interfacce. Queste ultime sono caratterizzate da un materiale di tipo "smooth contact". Le caratteristiche assegnate sono tali da assumere comportamento tipo "no tension" a trazione, imponendo un valore limite di forza quasi nullo. Di contro, a compressione si è assegnato un comportamento quasi rigido ed infinitamente elastico.

Per il Software X4, il comportamento flessionale di un pannello murario è simulato mediante le molle trasversali di interfaccia. Al fine di considerare il comportamento ortotropo, tipico delle strutture murarie, è possibile assegnare proprietà meccaniche diverse alle molle disposte lungo giaciture orizzontali rispetto a quelle disposte lungo giaciture verticali. In entrambi i casi le procedure di taratura sono derivate da un approccio a fibre (Figura A.1).

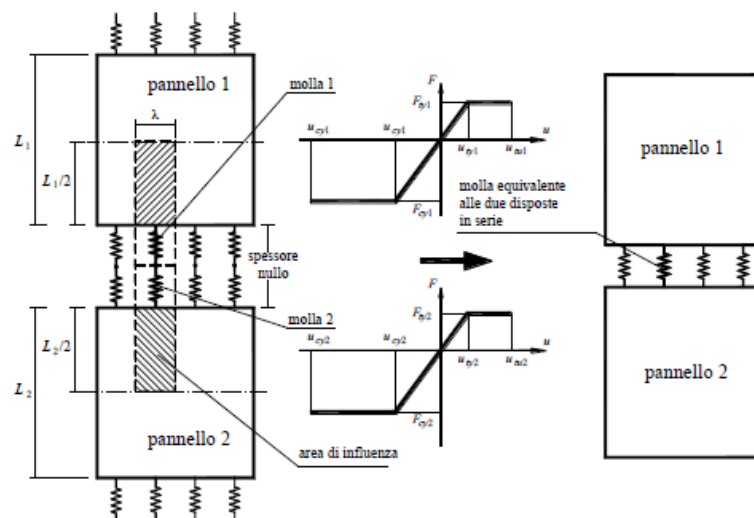


Figura A.1. Taratura delle molle trasversali di interfaccia per il Software X4: approccio a fibre.

Ciascuno dei link trasversali di interfaccia è calibrato concentrando in sé le proprietà meccaniche della fibra equivalente. Le proprietà meccaniche del link sono derivate a partire da quelle della muratura utili per definire completamente il comportamento assiale/flessionale, e cioè il modulo di Young E e le resistenze a trazione e compressione.

Il comportamento a taglio per fessurazione diagonale di un pannello murario è simulato mediante due molle diagonali. Dal punto di vista del comportamento elastico, la rigidità di ciascuno dei due link diagonali è data da un'equivalenza tra il sistema discreto e quello continuo, come mostrato in Figura A.2.

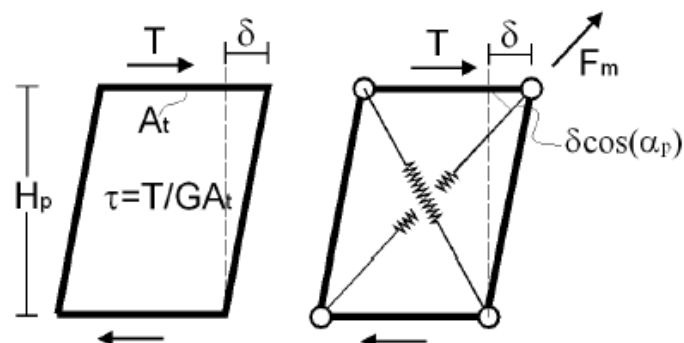


Figura A.2 – Deformazioni nei sistemi continuo e discreto.

MODELLI AL CONTINUO MICRO-STRUTTURATI: SOFTWARE X5

Per quanto riguarda l'approccio di modellazione utilizzato nel Software X5, i moduli elastici di mattone e malta sono stati ottenuti attraverso un processo di calibrazione tramite analisi di sensitività sui valori di E e G della muratura omogenea, come si può osservare in Figura A.3. Ai mattoni è stato assegnato un modulo elastico E_b pari a 5000 MPa, alla malta è stato assegnato un modulo elastico E_m pari a 350 MPa.

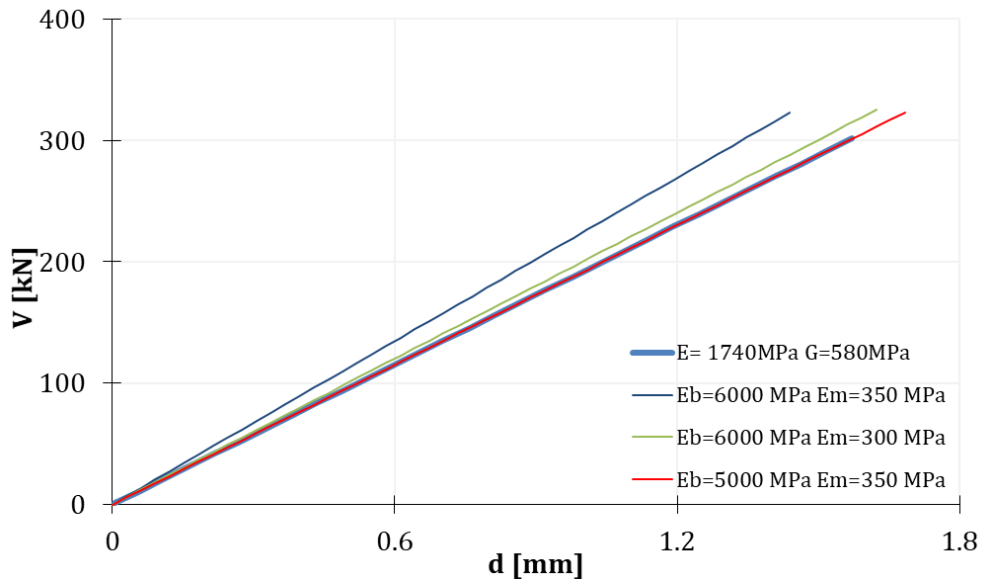


Figura A.3 – Calibrazione tramite analisi di sensitività dei moduli elastici della microstruttura muraria per il Software X5.

A.3 CALIBRAZIONE PARAMETRI DI RESISTENZA

In questa sezione sono mostrati gli approcci utilizzati per la calibrazione dei parametri di resistenza nei diversi software considerati ed il loro confronto.

SOFTWARE X1

La caratterizzazione meccanica del modello al continuo tridimensionale omogeneo, isotropo, elasto-plasto-danneggiante implementato nel Software X1 avviene attraverso la definizione di una serie di parametri meccanici richiamati nel seguito. In particolare, oltre ai parametri per il comportamento elastico E e ν calibrati in accordo con la Sezione 1, cinque parametri governano la definizione della superficie del criterio di crisi (Drucker-Prager modificato) e la sua implementazione: angolo di dilatanza, eccentricità, rapporto tra la resistenza a compressione biassiale e la resistenza a compressione uniassiale f_{b0}/f_{c0} , coefficiente di forma e un parametro di viscosità. La caratterizzazione meccanica del modello viene completata con la definizione del comportamento uniassiale (curva sforzo-deformazione) a compressione ed a trazione. L'evoluzione della curva sforzo-deformazione a compressione è tipicamente caratterizzata da un plateau seguito da un ramo di softening, mentre la curva sforzo-deformazione a trazione, una volta raggiunta la resistenza a trazione, mostra direttamente un ramo di softening.

In questa sede, i parametri che governano la definizione della superficie del criterio di crisi sono stati assunti in accordo con la letteratura scientifica di riferimento, mentre la resistenza uniassiale a compressione è assunta pari alla resistenza a compressione della muratura f_m/FC . I valori deformativi a compressione sono stati assunti in accordo con quelli tipicamente definiti nella letteratura scientifica. Contestualmente, la variabile di danno scalare a compressione evolve in modo lineare per gli stessi livelli deformativi per i quali si registra softening, fino ad assumere un valore pari a 0,9 (non si è assunto il valore 1 per favorire la convergenza numerica, come spesso evidenziato nella letteratura scientifica).

Per quanto riguarda il comportamento uniassiale a trazione, esso viene fatto variare al fine di calibrare la risposta del modello sui domini analitici di riferimento. Un primo tentativo può essere rappresentato dall'assumere la resistenza a trazione pari a τ_0/FC e dal variare la deformazione ultima a trazione entro i limiti desunti dalla letteratura scientifica. Anche in questo caso, la variabile di danno scalare a trazione evolve in modo lineare per gli stessi livelli deformativi per i quali si registra softening.

I parametri calibrati nella Configurazione 1, secondo la modalità sopra descritta, sono riportati in Tabella A.2, mentre i parametri ricalibrati nella Configurazione 3, con le stesse modalità, sono riportati in Tabella A.3, dove i valori che sono stati modificati rispetto alla Tabella A.2 sono evidenziati in rosso.

Densità [kg/m ³]	2100	
E [MPa]	1392	
ν	0,2	
Angolo di dilatanza	10°	
Eccentricità	0,1	
f_{b0}/f_{c0}	1.16	
Coefficiente di forma	0,667	
Parametro di viscosità	10 ⁻⁵	
Comportamento a compressione:		
Tensione [MPa]	Def.	Danno
2,67	0	0
2,67	0,003	0
0,8	0.01	0,9
Comportamento a trazione:		
Tensione [MPa]	Def.	Danno
0,0541	0	0
0,007	0,0015	0,9

Tabella A.2 – Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1, Software X1.

Densità [kg/m ³]	2100	
E [MPa]	1392	
ν	0,2	
Angolo di dilatanza	10°	
Eccentricità	0,1	
f_{b0}/f_{c0}	1.16	
Coefficiente di forma	0,667	
Parametro di viscosità	10 ⁻⁵	
Comportamento a compressione:		
Tensione [MPa]	Def.	Danno
2,67	0	0
2,67	0,003	0
0,8	0.01	0,9
Comportamento a trazione:		
Tensione [MPa]	Def.	Danno
0,027	0	0
0,001	0,001	0,9

Tabella A.3 – Parametri meccanici ricalibrati nella Configurazione 3, Software X1.

Nelle simulazioni con il Software X1, il pannello murario viene modellato come un corpo tridimensionale discretizzato attraverso elementi finiti tetraedrici lineari a quattro nodi di dimensioni caratteristiche pari a circa 25 cm.

I risultati per le diverse configurazioni ottenuti mediante il Software X1 sono sintetizzati nelle Figure A.4-A.13. In particolare, per ogni configurazione vengono riportati il confronto dei risultati numerici con i criteri di resistenza analitici, le curve carico-spostamento orizzontale alla sommità del pannello e le mappe di danno per i vari livelli di compressione. Inoltre, i confronti dei risultati ottenuti con le diverse configurazioni sono riportati nelle Figure A.14-A.16. Sebbene, in generale, vi sia un riscontro ragionevole tra i risultati ottenuti con il Software X1 ed i criteri di resistenza analitici, appare utile evidenziare, in questa sede, alcuni aspetti specifici.

In primo luogo, si fa notare come il modello sia particolarmente sensibile alla eventuale presenza di una traversa rigida alla sommità del pannello ed alla conseguente condizione di ingobbamento impedito. Infatti, confrontando ad esempio i risultati per la Configurazione 1 (Figura A.4) e quelli per la Configurazione 3 (Figura A.6) - si veda anche il confronto in Figura A.14 - emergono apprezzabili differenze sia nel quadro fessurativo sia nelle curve carico-spostamento (si vedano, ad esempio, le curve per il livello di compressione 50% in Figura A.14). In particolare, la Configurazione 1 per il livello di compressione 50% mostra che il danno si concentra nella parte sommitale del pannello dove, in effetti, la sezione mostra un ingobbamento significativo. Risultati analoghi sono anche osservati nelle altre configurazioni che considerano l'ipotesi di ingobbamento libero; si considerino ad esempio la Configurazione 2 (Figura A.5), la Configurazione 6 (Figura A.11) e la Configurazione 10 (Figura A.13). Al contrario, le configurazioni che considerano una traversa rigida in sommità non mostrano effetti locali rilevanti.

Nell'ottica di tener conto prevalentemente del comportamento globale del pannello, in questa sede si ritiene più opportuno adottare le configurazioni con traversa rigida come configurazioni di riferimento e ricalibrare i parametri rispetto a queste ultime. In particolare, i parametri

meccanici sono stati ricalibrati sulla Configurazione 3 (Tabella A.3) e tale configurazione è utilizzata nel seguito per i confronti con gli altri software.

Inoltre, si fa notare come il modello sia anche significativamente sensibile alla possibilità o meno dei nodi del bordo superiore di spostarsi verticalmente. Infatti, confrontando ad esempio i risultati per la Configurazione 4 (Figura A.7) e quelli per la Configurazione 5 (Figura A.10) - si veda anche il confronto in Figura A.15 - emergono apprezzabili differenze sia nel quadro fessurativo sia nelle curve carico-spostamento. Ad esempio, si fa notare come nella Configurazione 5 (Figura A.10) non vi sia traccia, per nessun livello di compressione verticale, di danno a compressione, diversamente da quanto registrato nella Configurazione 4 (Figura A.7). Nell'ottica di tener conto di condizioni di vincolo più vicine a situazioni reali, in questa sede si ritiene più opportuno adottare le configurazioni con i nodi superiori liberi di spostarsi verticalmente.

In aggiunta, si fa notare come la resistenza del pannello simulata numericamente non sia di fatto sensibile ai parametri elastici utilizzati: si veda a tale riguardo il confronto in Figura A.16.

Infine, si fa notare come nelle configurazioni a mensola e per alti livelli di compressione verticale (ad esempio 75%), le resistenze valutate con il Software X1 siano sostanzialmente coerenti con il criterio di resistenza a pressoflessione senza stress block, ossia senza la riduzione della resistenza a compressione all'85% di f_m/FC . Questo aspetto appare in accordo col fatto che nel modello viene considerata una resistenza a compressione pari appunto a f_m/FC .

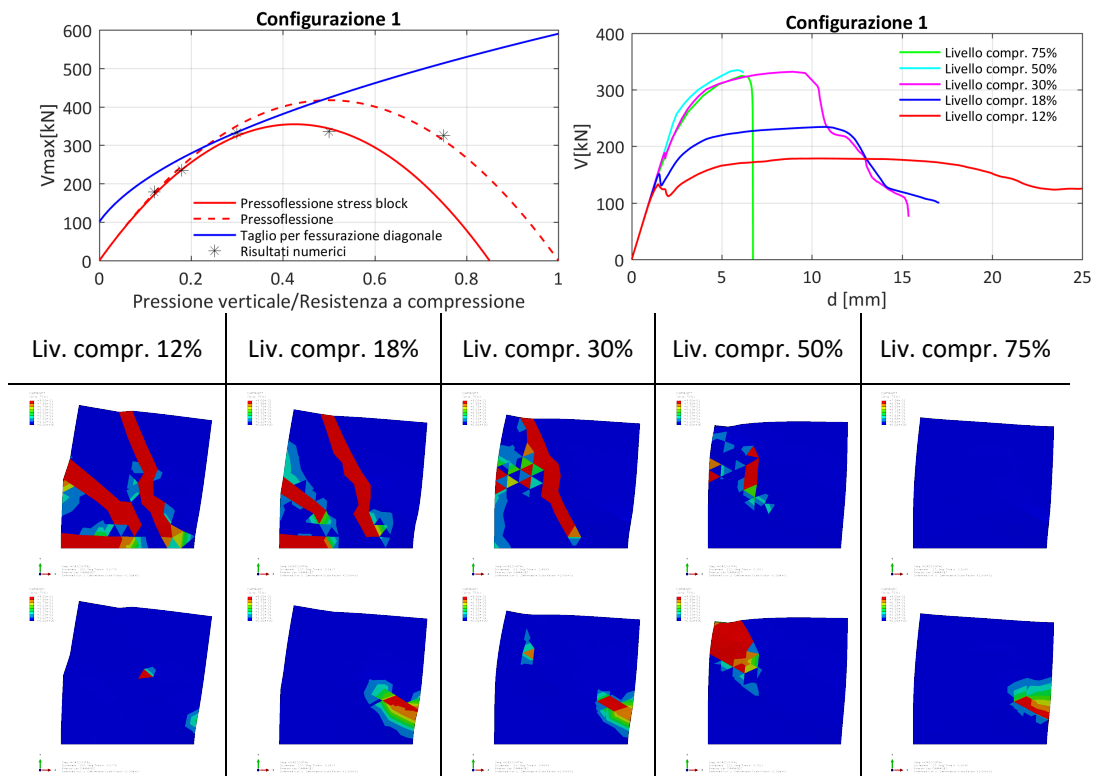


Figura A.4 - Risultati per la Configurazione 1 mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

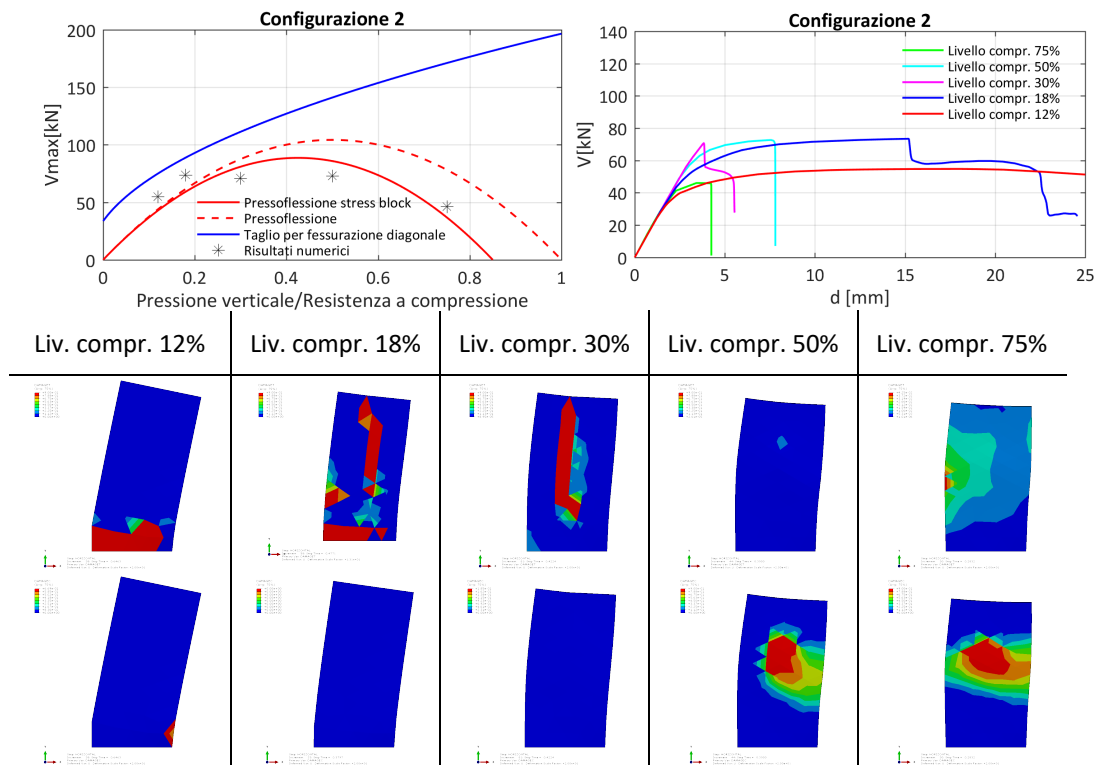


Figura A.5 - Risultati per la Configurazione 2 mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

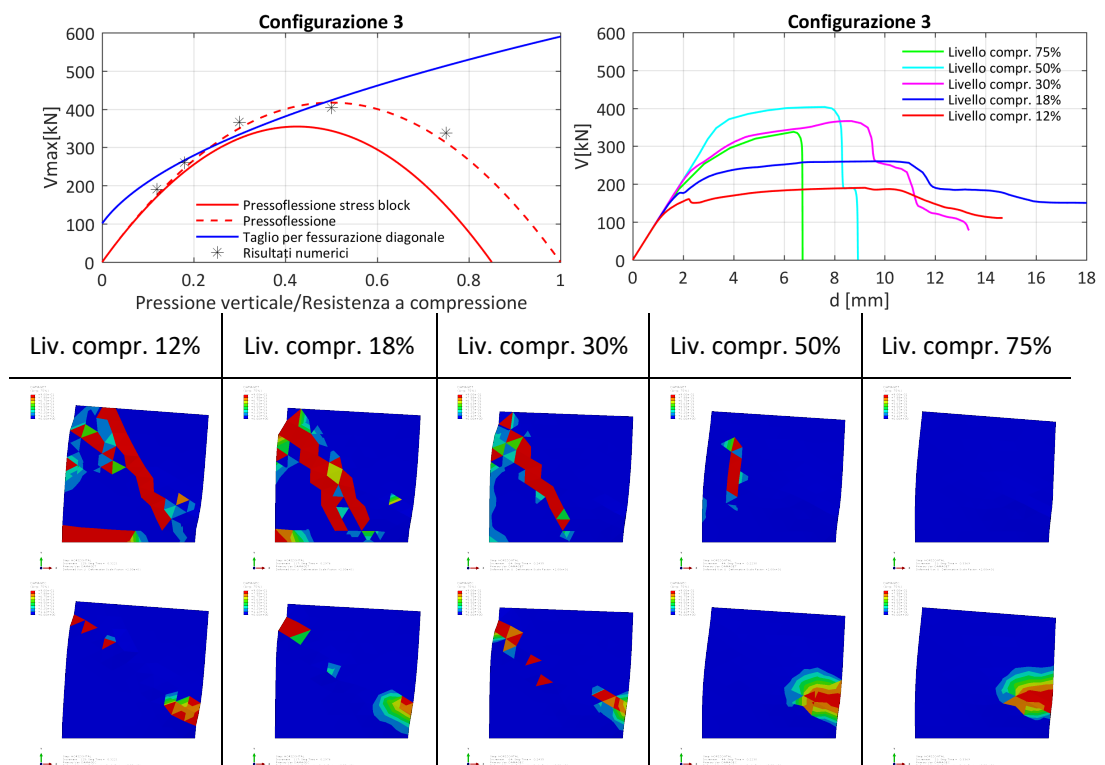


Figura A.6 - Risultati per la Configurazione 3 mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

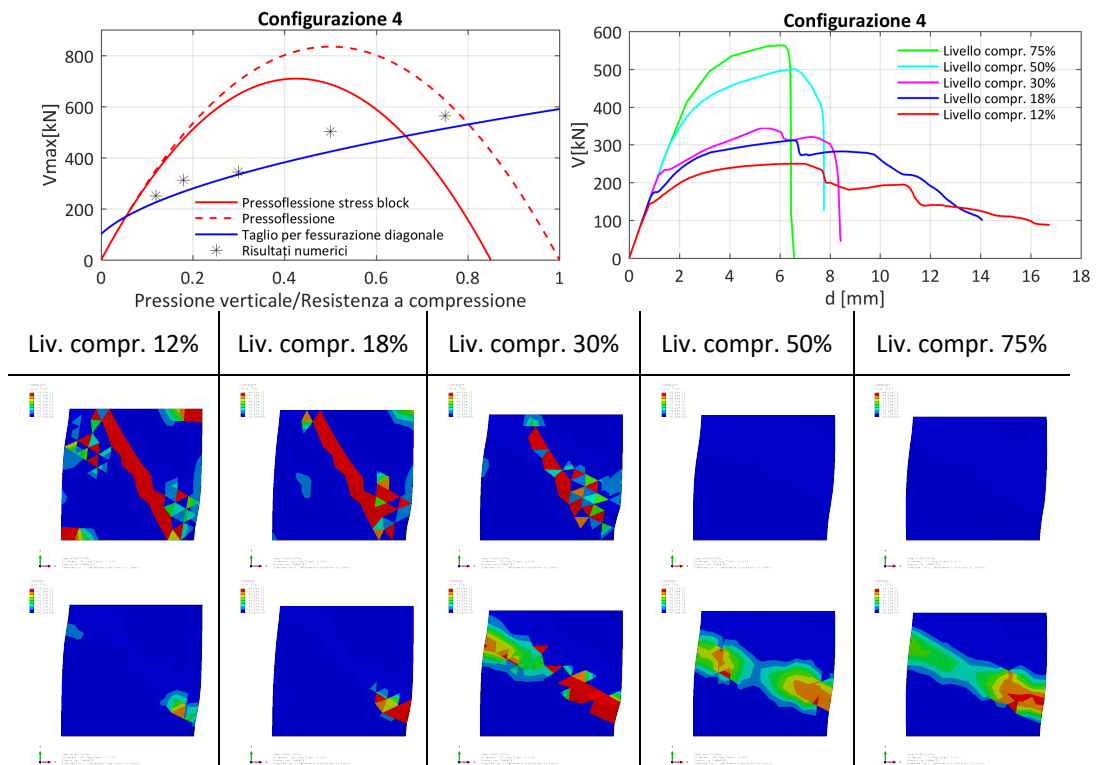


Figura A.7 - Risultati per la Configurazione 4 mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

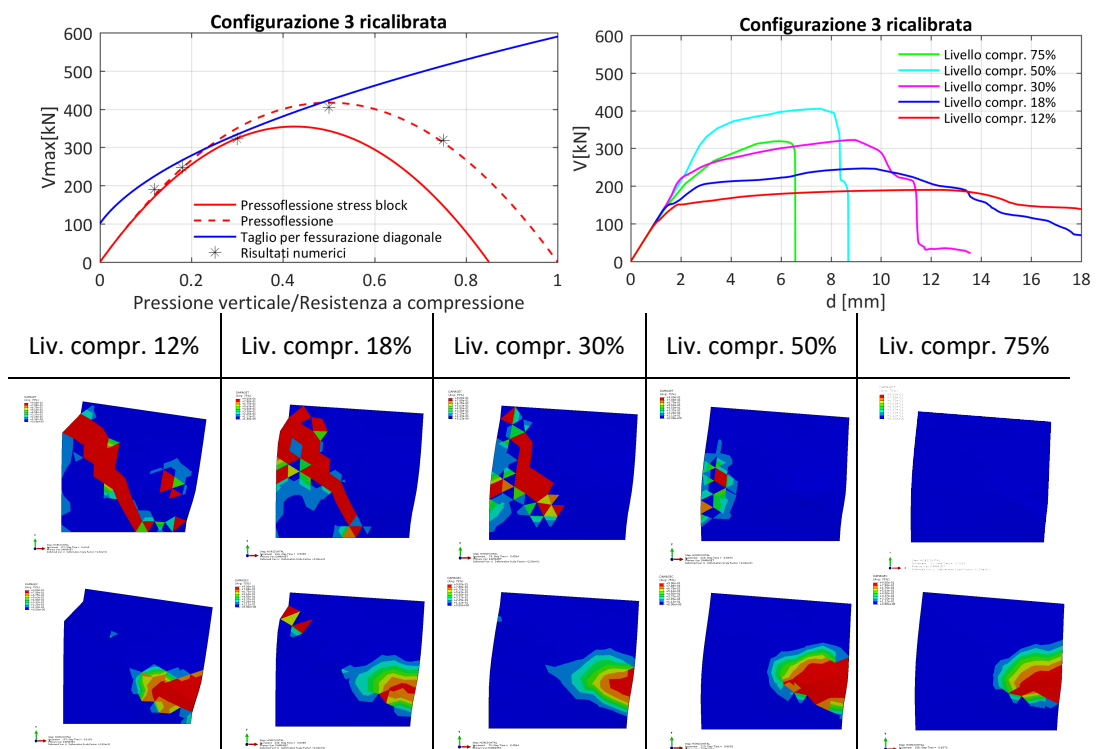


Figura A.8 - Risultati per la Configurazione 3 ricalibrata, mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

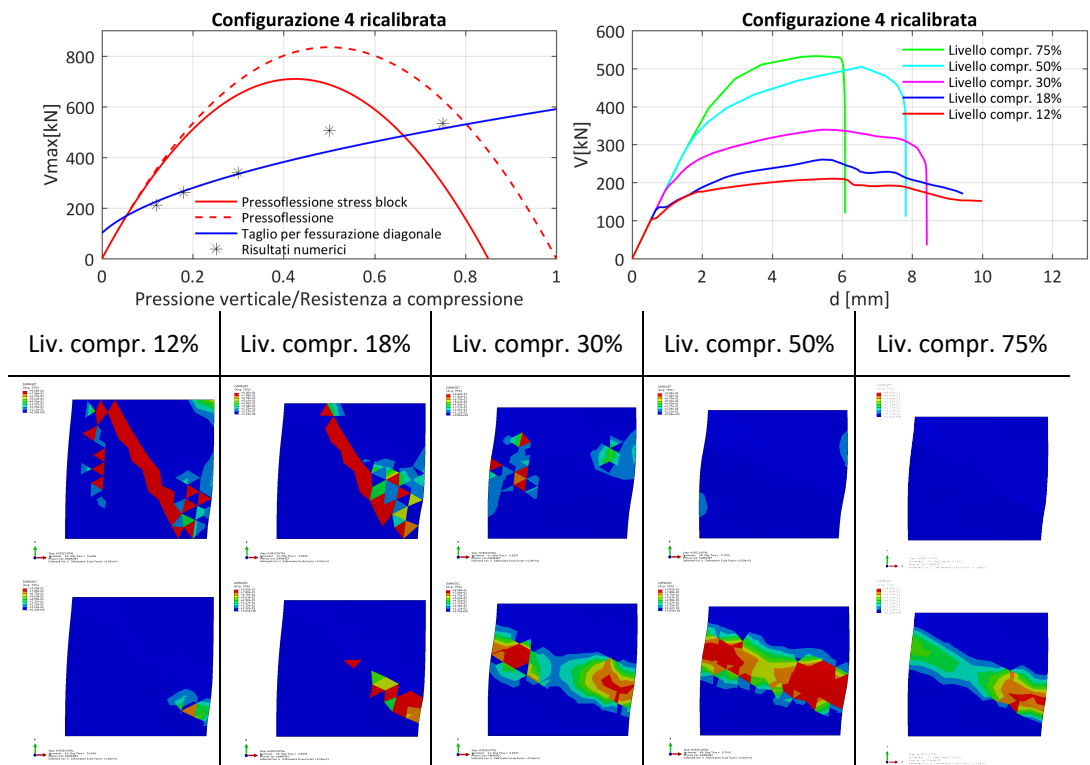


Figura A.9 - Risultati per la Configurazione 4 ricalibrata su Configurazione 3 mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

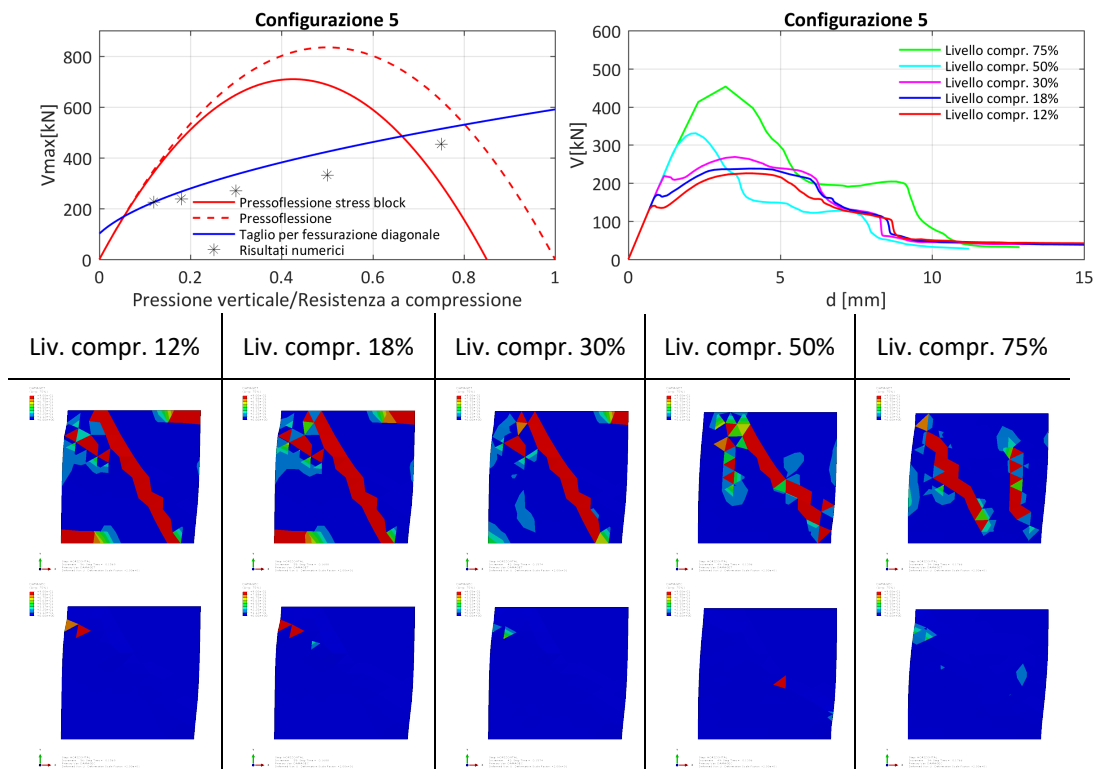


Figura A.10 - Risultati per la Configurazione 5 mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

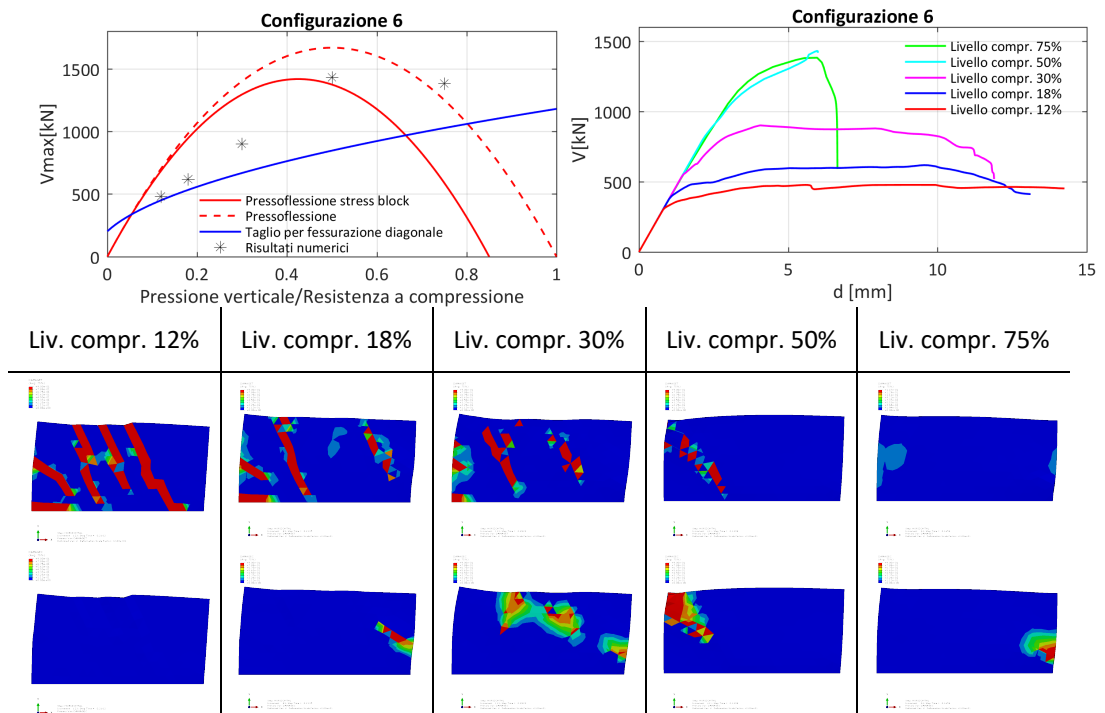


Figura A.11 - Risultati per la Configurazione 6 mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

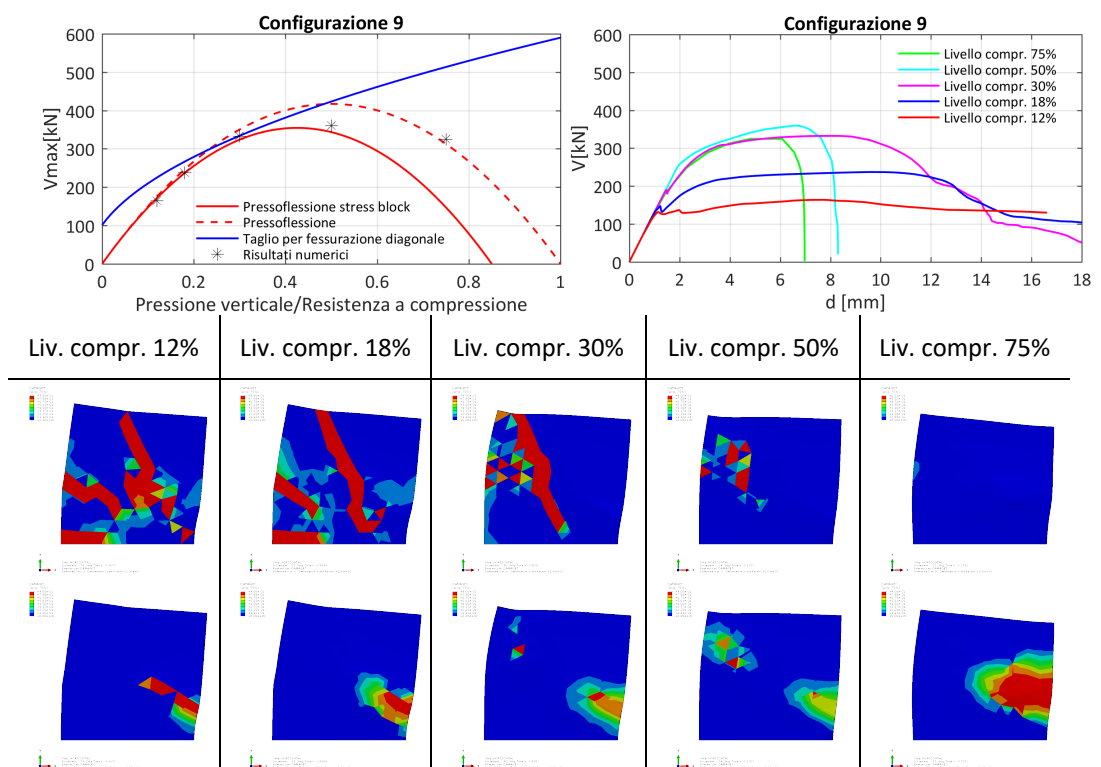


Figura A.12 - Risultati per la Configurazione 9 mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

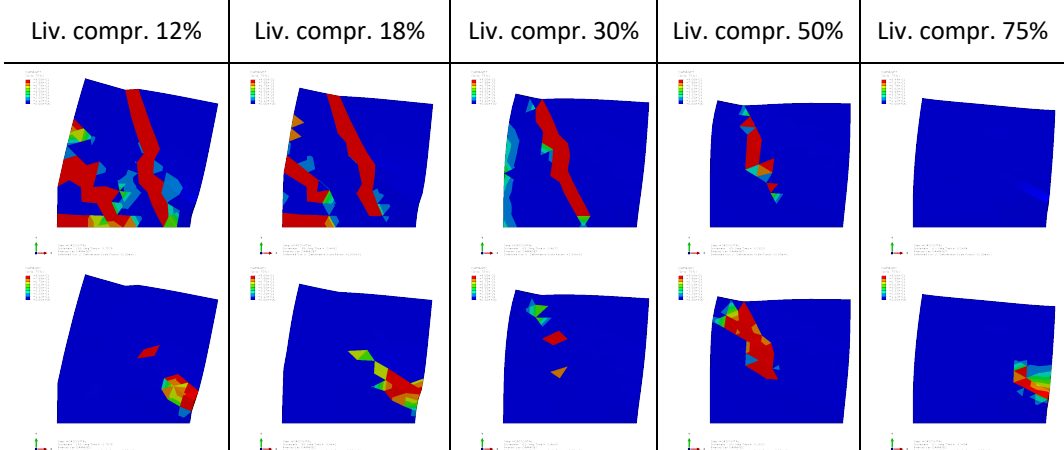
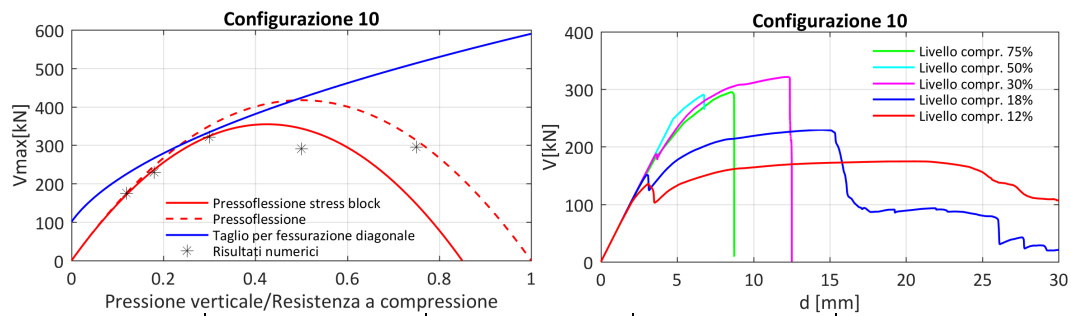


Figura A.13 - Risultati per la Configurazione 10 mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

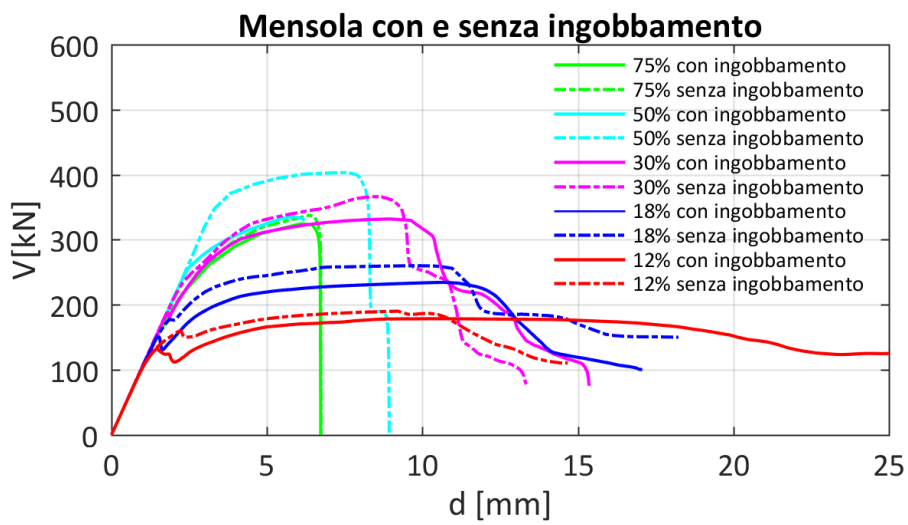
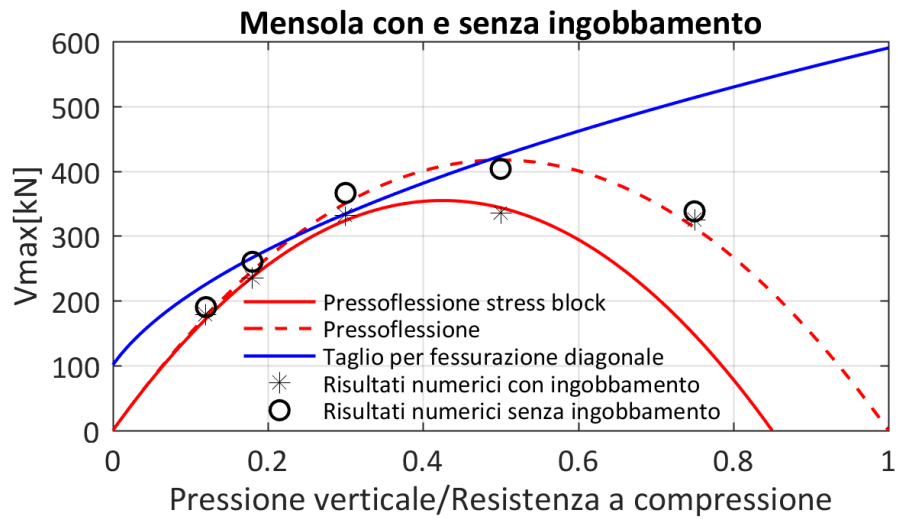


Figura A.14 - Confronto tra la Configurazione 1 e la Configurazione 3, ossia tra mensola con e senza ingobbamento della sommità del pannello, mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici e curve carico-spostamento.

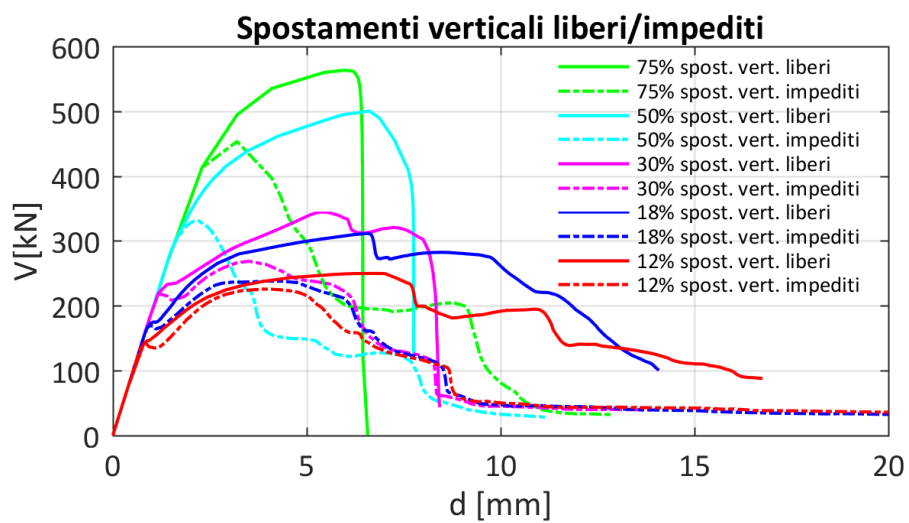
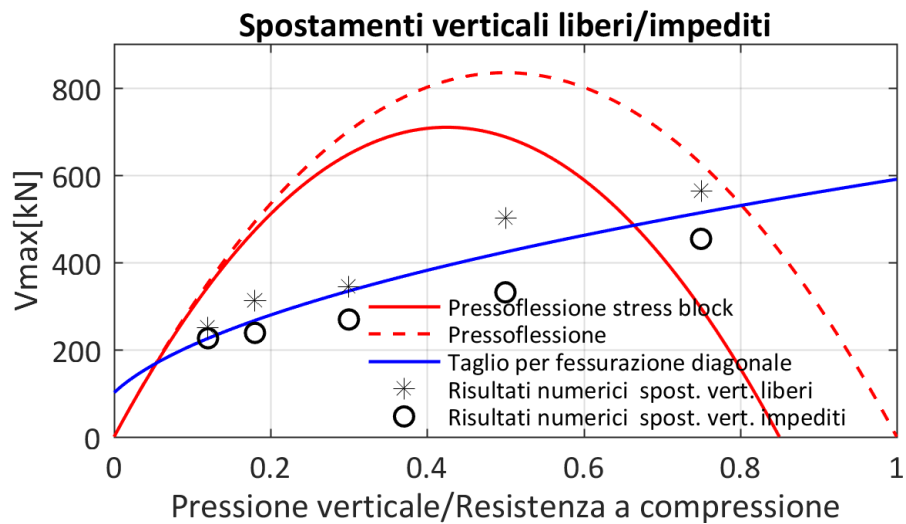


Figura A.15 - Confronto tra la Configurazione 4 e la Configurazione 5, ossia tra configurazioni incastro-incastro scorrevole con spostamenti verticali della sommità del pannello liberi o impediti, mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici e curve carico-spostamento.

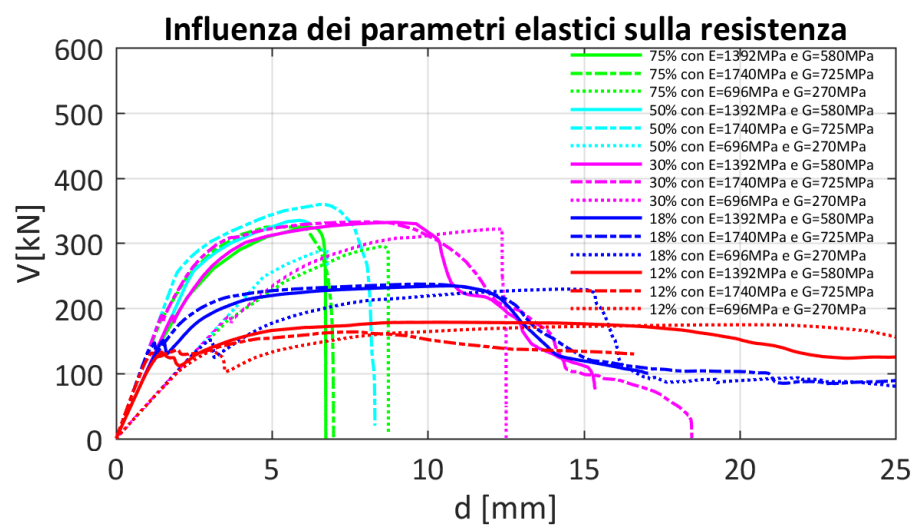
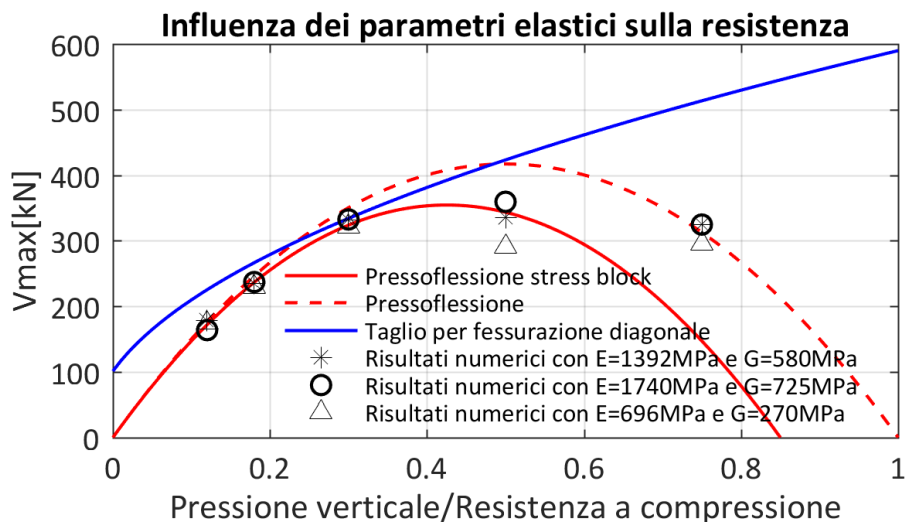


Figura A.16 - Confronto tra le configurazioni a mensola con gli stessi parametri di resistenza, al variare dei parametri elastici, mediante Software X1. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici e curve carico-spostamento.

SOFTWARE X2

La caratterizzazione meccanica del modello al continuo omogeneo e non lineare con softening implementato nel Software X2 avviene attraverso la definizione di una serie di parametri meccanici che sono riportati, ad esempio, in Tabella A.4.

In questo modello, la muratura viene modellata con mesh omogenea di tipo plate, tipicamente con elementi finiti lineari a quattro nodi. Il legame costitutivo implementato nel Software X2 si basa su un approccio a fessura diffusa, elasto-fragile con softening. I principali parametri che caratterizzano il modello, oltre ai parametri per il comportamento elastico E e ν definiti in accordo con la Sezione 1, sono: resistenza a compressione, energia di frattura a compressione, resistenza a trazione, energia di frattura a trazione, larghezza di banda, e coefficiente di abbattimento del modulo di taglio (shear retention factor). Si veda Tabella A.4.

Oltre ad assumere un valore del shear retention factor in accordo con la letteratura scientifica di riferimento ed un modello di fessura "fixed" dove gli assi delle fessure restano fissi una volta aperte le fessure (Tabella A.4), la resistenza a compressione viene assunta pari alla resistenza a compressione della muratura f_m/FC , mentre la resistenza a trazione viene assunta pari a $1,5 \cdot \tau_0/FC$. Di conseguenza, i parametri meccanici che vengono fatti variare al fine della calibrazione del modello sono le energie di frattura a compressione ed a trazione. I valori delle energie di frattura calibrati nella Configurazione 1 sono riportati in Tabella A.4.

Densità [kg/m ³]	2100
E [MPa]	1392
ν	0,2
Crack model	Fixed
Rigidezza	Secante
Lateral crack effect	Nessuno
Confinement effect	Nessuno
Basic properties	Direct Input
Comportamento a compressione:	
Resistenza [MPa]	2,67
Energia di Frattura [N/mm]	5,0
Lunghezza di banda [m]	0,25
Comportamento a trazione:	
Resistenza [MPa]	0,081
Energia di Frattura [N/mm]	0,015
Lunghezza di banda [m]	0,25
Comportamento a taglio	
Function type	Constant
Shear retention factor	0,01

Tabella A.4 – Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1, Software X2.

I risultati per le diverse configurazioni ottenuti mediante il Software X2 sono sintetizzati nelle Figure A.17-A.20. In particolare, per ogni configurazione viene riportato il confronto dei risultati numerici con i criteri di resistenza analitici, le curve carico-spostamento e le mappe di danno per

i vari livelli di compressione. In generale, si può notare un buon riscontro tra i risultati ottenuti con il Software X2 ed i criteri di resistenza analitici.

In questa sede si vuole fare notare che, nonostante il modello implementi una resistenza a compressione pari a f_m/FC , le resistenze valutate per alti livelli di compressione verticale (ad esempio 75%) siano più basse di quelle previste dal criterio di resistenza a pressoflessione senza stress block, ossia senza la riduzione della resistenza a compressione all'85% di f_m/FC , avvicinandosi maggiormente al criterio di resistenza a pressoflessione con stress block. Questo aspetto può apparire ragionevole, considerato il fatto che nel Software X2 vengono utilizzati elementi plate e, di conseguenza, non venga previsto l'effetto del confinamento trasversale che invece viene automaticamente considerato in modellazioni solide.

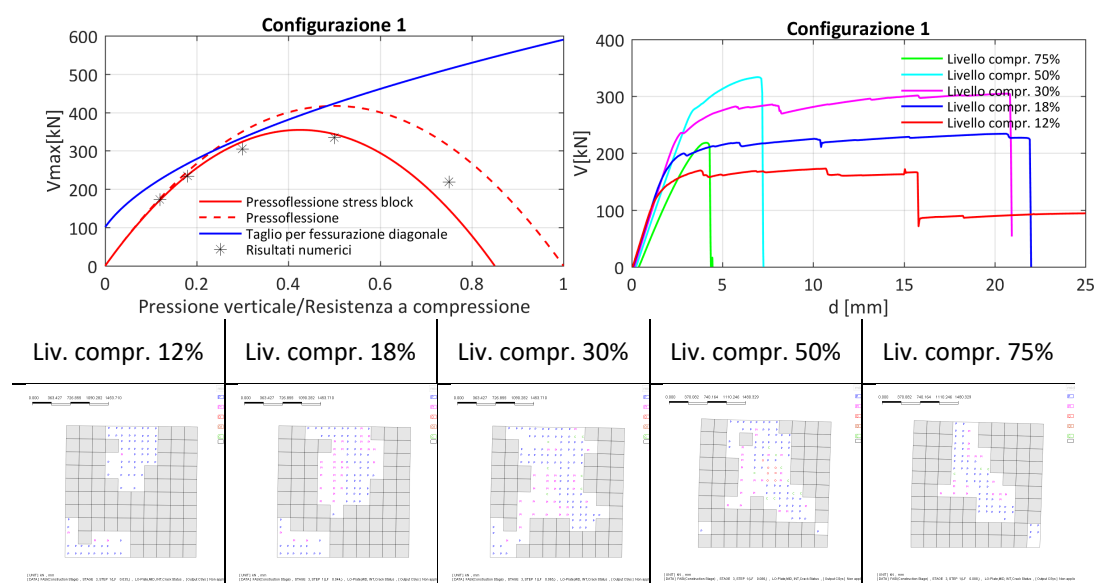


Figura A.17 - Risultati per la Configurazione 1 mediante Software X2. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno per i vari livelli di compressione.

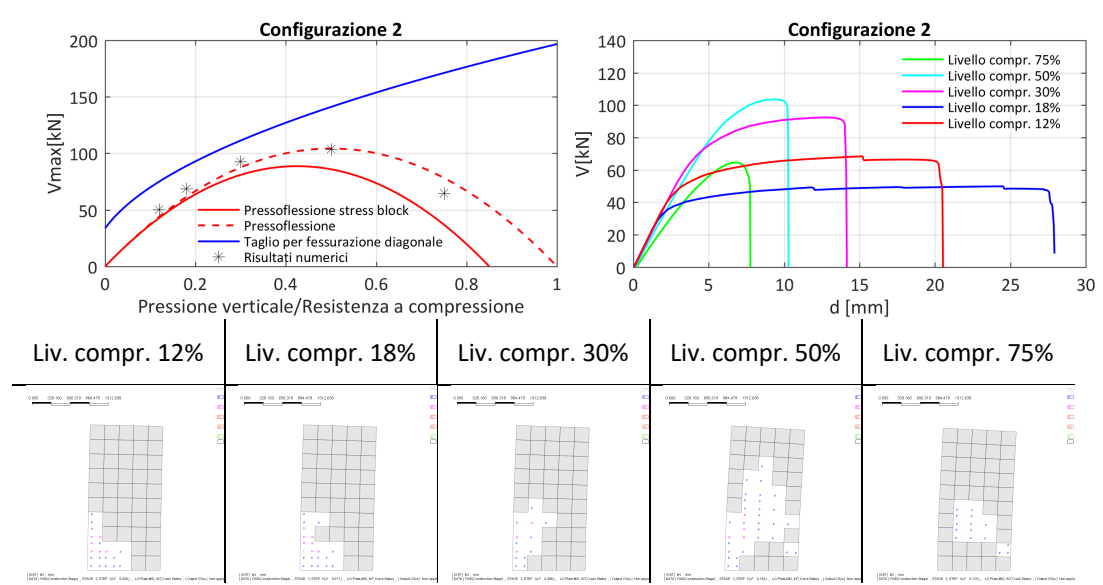


Figura A.18 - Risultati per la Configurazione 2 mediante Software X2. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno per i vari livelli di compressione.

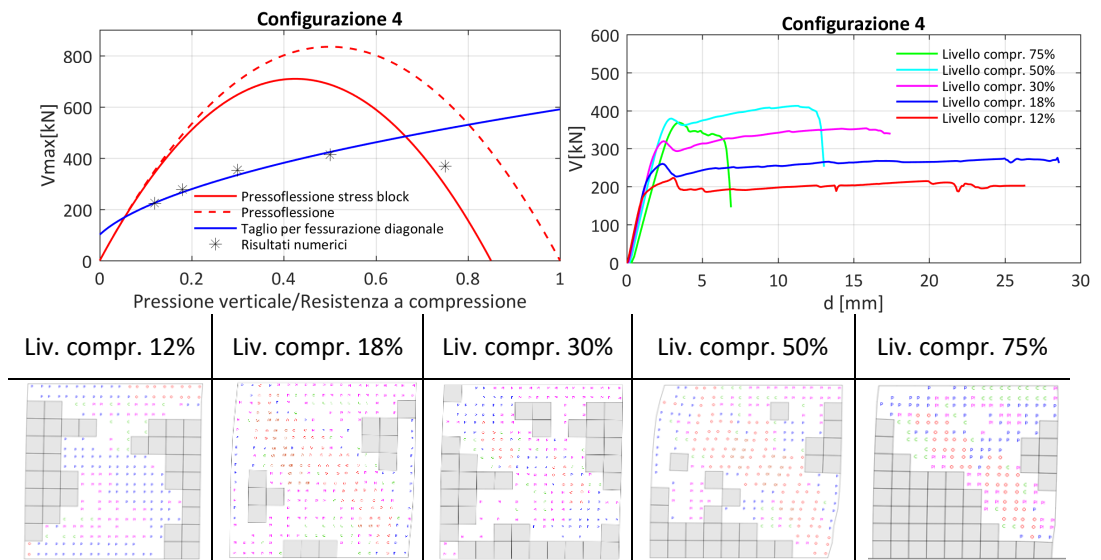


Figura A.19 - Risultati per la Configurazione 4 mediante Software X2. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno per i vari livelli di compressione.

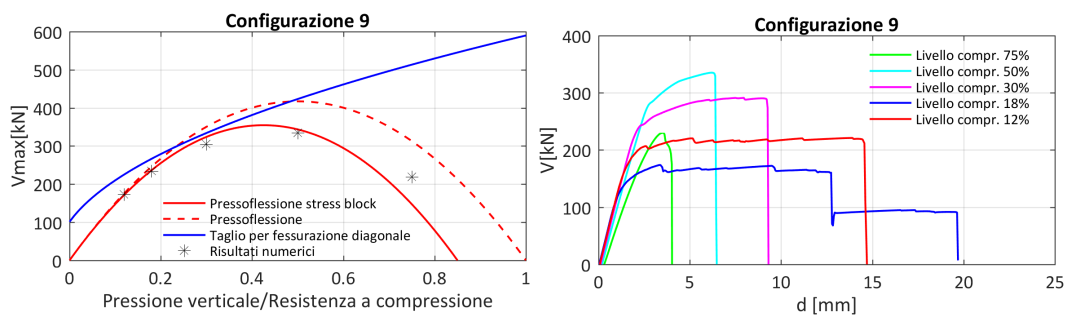


Figura A.20 - Risultati per la Configurazione 9 mediante Software X2. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici e curve carico-spostamento per i vari livelli di compressione. Le mappe di danno ottenute sono sostanzialmente coincidenti con quelle ottenute nella Configurazione 1.

SOFTWARE X3

La caratterizzazione meccanica del modello con interfacce e continuo omogeneo e isotropo non lineare implementato nel Software X3 avviene attraverso la definizione di una serie di parametri meccanici che sono riportati, ad esempio, in Tabella A.5.

Nei bordi inferiore e superiore del pannello vengono inserite delle interfacce basate sul contatto. In particolare, queste ultime sono caratterizzate da un comportamento di tipo “smooth contact”, le cui caratteristiche sono tali da assumere comportamento tipo “no tension” a trazione, imponendo un valore limite di forza quasi nullo. Di contro, a compressione, si è assegnato un comportamento quasi rigido ed infinitamente elastico.

Per quanto riguarda la caratterizzazione meccanica del continuo, oltre ai parametri per il comportamento elastico E e ν definiti in accordo con la Sezione 1, la resistenza a compressione del continuo viene assunta pari alla resistenza a compressione della muratura f_m/FC , mentre la resistenza a trazione viene assunta pari a $1,5 \cdot \tau_0/FC$. La deformazione di picco a compressione e_c viene assunta in accordo con la letteratura scientifica di riferimento. Di conseguenza, il parametro meccanico che viene fatto variare al fine della calibrazione del modello è l’energia di frattura a trazione. I valori della energia di frattura calibrata nella Configurazione 1 sono riportati in Tabella A.5.

Densità [kg/m ³]	2100
E [MPa]	1392
ν	0,2
Comportamento a compressione:	
Resistenza [MPa]	2,67
Deformazione di picco e_c	0,0022
Comportamento a trazione:	
Resistenza [MPa]	0,081
Energia di Frattura [N/mm]	0,05

Tabella A.5 – Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1, Software X3.

I risultati per le diverse configurazioni ottenuti mediante il Software X3 sono sintetizzati nelle Figure A.21-A.23. In particolare, per ogni configurazione viene riportato il confronto dei risultati numerici con i criteri di resistenza analitici, le curve carico-spostamento e le mappe di danno per i vari livelli di compressione. In generale, si può notare un buon riscontro tra i risultati ottenuti con il Software X3 ed i criteri di resistenza analitici.

Si fa notare che, nonostante il buon accordo dei risultati in termini di resistenza del pannello, in diversi casi il Software X3 ha mostrato problemi di convergenza numerica che hanno precluso la possibilità di studiare a fondo il comportamento post-critico del pannello murario.

Inoltre, nonostante il modello implementi una resistenza a compressione pari a f_m/FC , le resistenze valutate per alti livelli di compressione verticale (ad esempio 75%) sono risultate più basse di quelle previste dal criterio di resistenza a pressoflessione senza stress block, avvicinandosi maggiormente al criterio di resistenza a pressoflessione con stress block. Questo aspetto può apparire ragionevole, considerato il fatto che nel Software X3 vengono utilizzati

elementi plate e, di conseguenza, non venga previsto l'effetto del confinamento trasversale che invece viene automaticamente considerato in modellazioni solide.

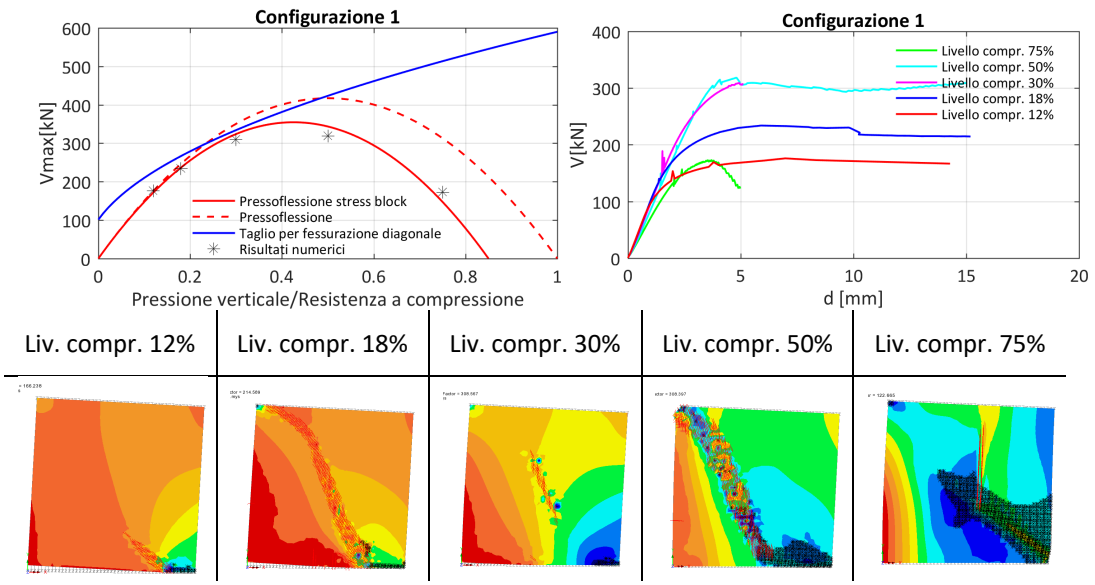


Figura A.21 - Risultati per la Configurazione 1 mediante Software X3. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno per i vari livelli di compressione.

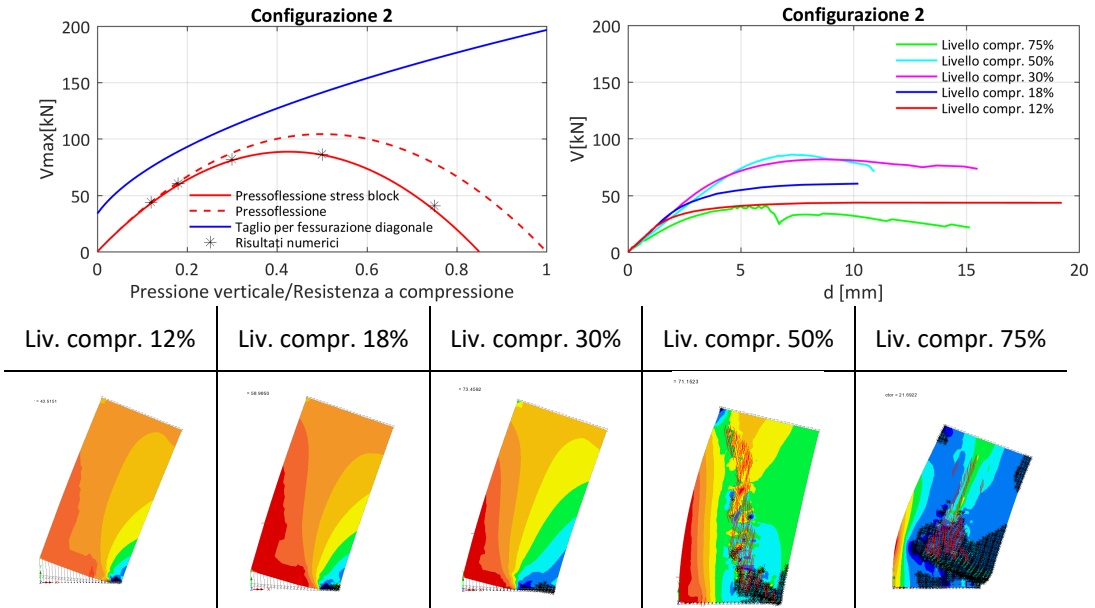


Figura A.22 - Risultati per la Configurazione 2 mediante Software X3. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno per i vari livelli di compressione.

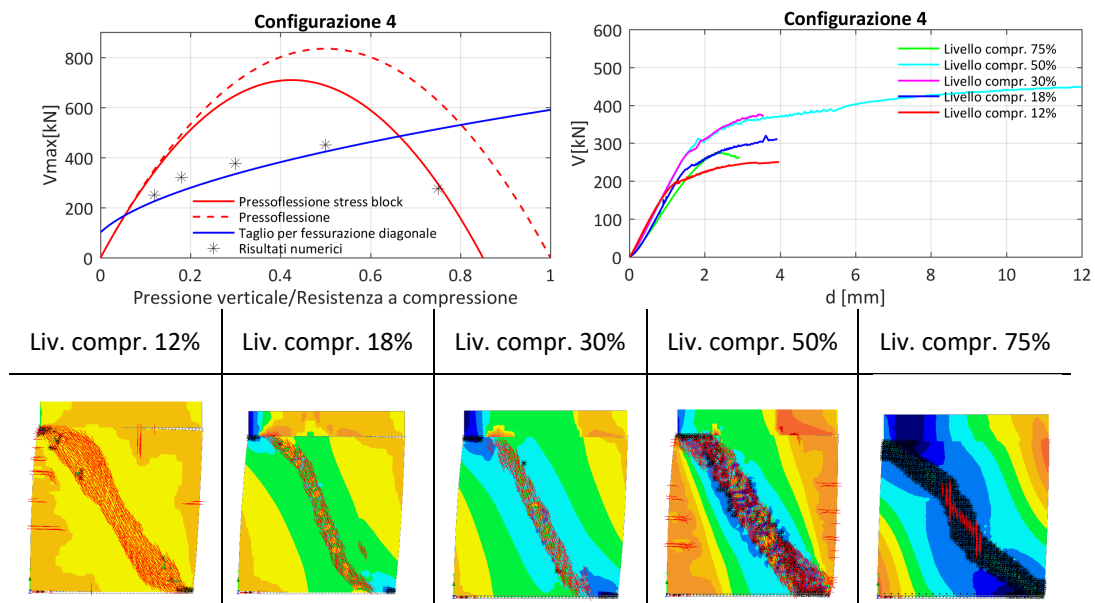


Figura A.23- Risultati per la Configurazione 4 mediante Software X3. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno per i vari livelli di compressione.

SOFTWARE X4

La caratterizzazione meccanica del modello con interfacce e sistema di molle implementato nel Software X4 avviene attraverso la definizione di una serie di parametri meccanici che sono riportati, ad esempio, in Tabella A.6.

Per quanto riguarda il comportamento presso-flessionale del modello, governato da un sistema di molle trasversali (o link) di interfaccia (come descritto in Sezione 1), le proprietà meccaniche del link sono derivate a partire da quelle della muratura utili per definire completamente il comportamento assiale/flessionale, e cioè il modulo di Young E e le resistenze a trazione e compressione. Una volta raggiunta la deformabilità ultima di un link, il suo sforzo viene ridistribuito agli elementi contigui. Tuttavia, coerentemente con il legame costitutivo crack and crush, se la rottura avviene a trazione viene mantenuta la possibilità per il link di sopportare sforzi a compressione; viceversa, se la rottura avviene a compressione il link non potrà più sopportare alcuno sforzo. Pertanto, il comportamento presso-flessionale del modello è interamente descritto dalla resistenza a compressione, assunta pari alla resistenza a compressione della muratura f_m/FC .

Per quanto riguarda il comportamento a taglio per fessurazione diagonale del modello, esso è governato da due molle diagonali ed interamente descritto dalla resistenza a taglio, assunta pari a τ_0/FC .

Il taglio ultimo e lo spostamento ultimo sono dati in funzione del taglio ultimo del pannello murario, dell'azione di confinamento su di esso agente e dello scorrimento ultimo associato al criterio di rottura attivato.

In particolare, il taglio ultimo viene calcolato secondo alcuni dei più comuni criteri di rottura per taglio di pannelli murari proposti in letteratura. Nel Software X4 sono implementati i criteri di Mohr-Coulomb (per muratura nuova) e di Turnsek-Sheppard (per muratura esistente).

Nel Software X4, l'azione di confinamento sul pannello è valutata a partire dalle azioni delle interfacce attorno al pannello. Una volta raggiunta la deformazione ultima, lo sforzo portato dai link diagonali viene ridistribuito, mentre il pannello continua a portare il carico verticale.

Nel caso di scorrimento, il comportamento è di tipo rigido-plastico con resistenza valutata in accordo al criterio di Mohr-Coulomb. Lo sforzo normale di riferimento in questo caso è quello trasferito dalle molle trasversali della stessa interfaccia. Per questo meccanismo non è prevista una deformazione ultima. Nel seguito, la possibilità del pannello di andare in crisi per taglio-scorrimento viene trascurata.

Pertanto, il modello risulta completamente caratterizzato dai parametri meccanici suggeriti dalla normativa e riportati in Tabella A.1. I valori dei parametri meccanici adottati nel Software X4 sono riportati in Tabella A.6. L'unica differenza tra i valori suggeriti da normativa e quelli utilizzati consiste nell'adozione di un modulo G dimezzato, ipotesi comunemente effettuata anche per i modelli a telaio equivalente per tenere conto convenzionalmente della perdita di rigidità che si può manifestare in caso di fessurazione. Di conseguenza, per il Software X4 non si ha a che fare con una vera e propria calibrazione, poiché i parametri meccanici sono già assunti a priori e nessun parametro viene fatto variare ricorsivamente.

Densità [kg/m ³]	2100
E [MPa]	1392
G [MPa]	290
Comportamento a pressoflessione:	
Resistenza a compressione [MPa]	2,67
Comportamento a taglio:	
Resistenza a taglio [MPa]	0,054

Tabella A.6 – Parametri meccanici utilizzati nella Configurazione 1, Software X4.

I risultati per le diverse configurazioni ottenuti mediante il Software X4 sono sintetizzati nelle Figure A.24-A.26. In particolare, per ogni configurazione viene riportato il confronto dei risultati numerici con i criteri di resistenza analitici, le curve carico-spostamento e le mappe di danno per i vari livelli di compressione. In generale, si può notare un buon riscontro tra i risultati ottenuti con il Software X4 ed i criteri di resistenza analitici.

Si fa notare che per la Configurazione 1 e la Configurazione 2, che prevedono entrambe uno schema statico a mensola, le modalità di collasso registrate sono tutte per pressoflessione, mentre per la Configurazione 4, che considera uno schema statico a doppio incastro, le modalità di collasso sono a taglio per fessurazione diagonale per tutti i livelli di compressione verticale eccetto per il livello 75%, per il quale si registra una rottura per pressoflessione. Questo risultato, in accordo con il fatto che per un rapporto pressione verticale/resistenza a compressione pari a 75% il criterio di rottura analitico per pressoflessione prevede un taglio ultimo minore di quello previsto per fessurazione diagonale, conduce ad una stima della duttilità per il livello 75% superiore agli altri livelli di compressione verticale.

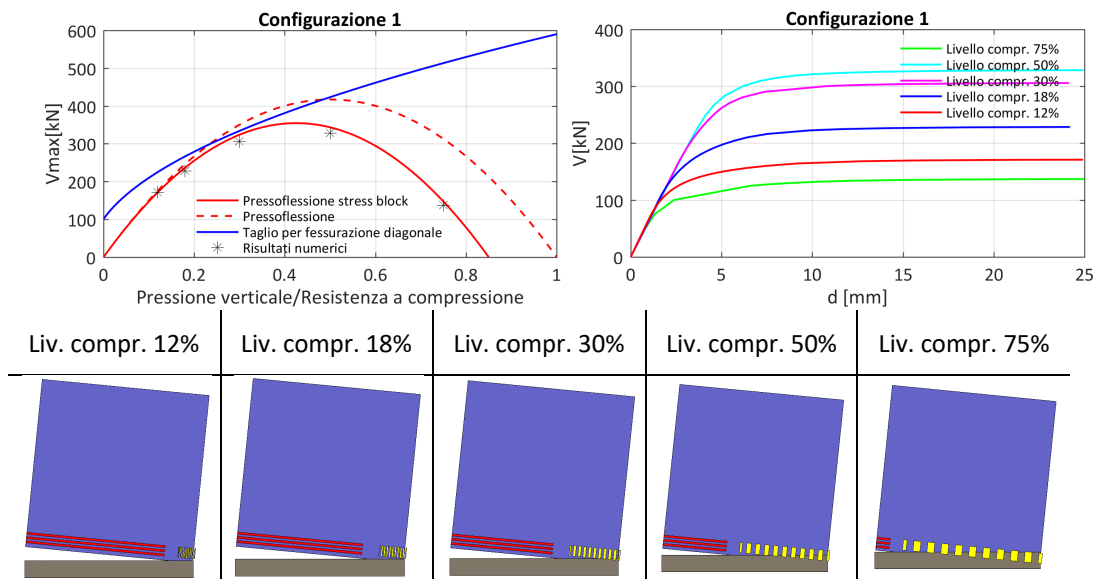


Figura A.24 - Risultati per la Configurazione 1 mediante Software X4. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno per i vari livelli di compressione.

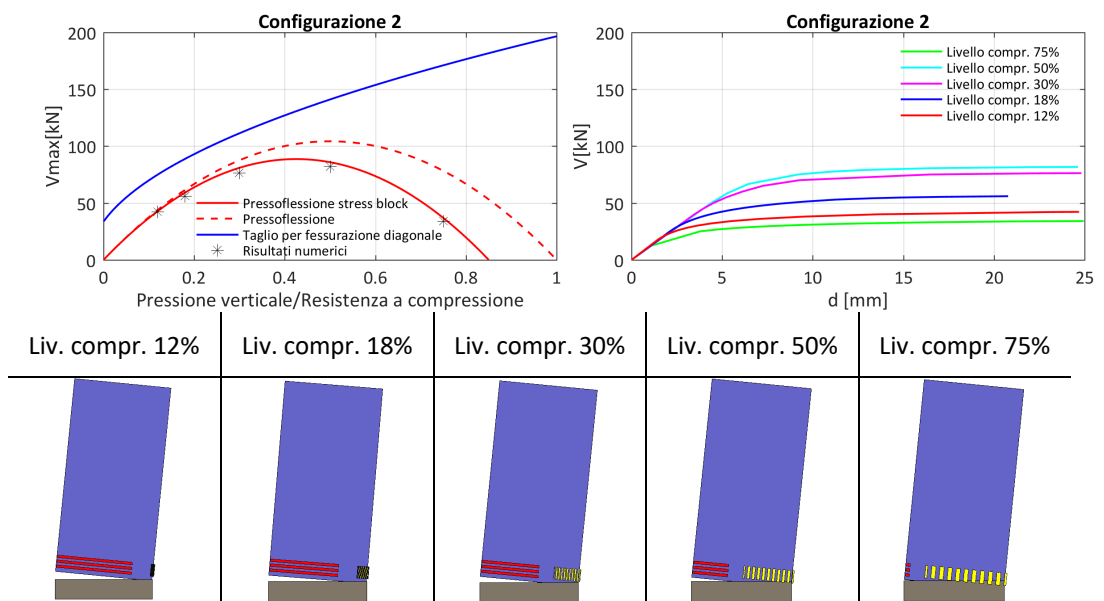


Figura A.25 - Risultati per la Configurazione 2 mediante Software X4. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno per i vari livelli di compressione.

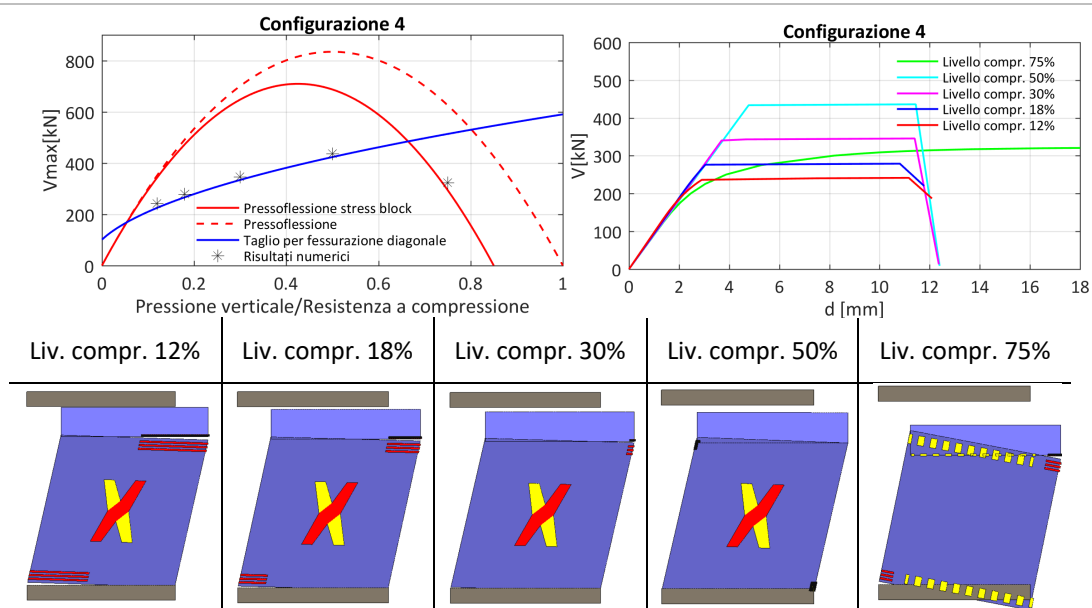


Figura A.26 - Risultati per la Configurazione 4 mediante Software X4. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno per i vari livelli di compressione.

SOFTWARE X5

La caratterizzazione meccanica del modello al continuo micro-strutturato implementato nel Software X5 avviene attraverso la definizione di una serie di parametri meccanici che sono riportati, ad esempio, in Tabella A.7.

In particolare, oltre ai parametri per il comportamento elastico definiti in accordo con la Sezione 1, i parametri meccanici vengono suddivisi tra quelli inerenti al mattone e quelli inerenti alla malta, come mostrato in Tabella A.7. La resistenza a compressione di malta e mattone viene assunta pari alla resistenza a compressione della muratura f_m/FC , mentre gli altri parametri vengono assunti in accordo con la letteratura scientifica di riferimento. In particolare, i parametri che vengono fatti variare ai fini della calibrazione sono la resistenza a trazione della malta e i parametri di energia di frattura di malta e mattone. I parametri calibrati nella Configurazione 1 sono riportati in Tabella A.7.

I risultati per le diverse configurazioni ottenuti mediante il Software X5 sono sintetizzati nelle Figure A.27-A.34. In particolare, per ogni configurazione viene riportato il confronto dei risultati numerici con i criteri di resistenza analitici, le curve carico-spostamento e le mappe di danno per i vari livelli di compressione. Inoltre, i confronti dei risultati ottenuti con le diverse configurazioni sono riportati nelle Figure A.35-A.37. In generale, si può notare un buon riscontro tra i risultati ottenuti con il Software X5 ed i criteri di resistenza analitici per tutte le configurazioni analizzate.

In questa sede si vuole fare notare che la risposta del modello, in termini di rigidità iniziale, varia in funzione del livello di carico di compressione verticale imposto al pannello. In particolare, la rigidità iniziale del pannello diminuisce all'aumentare del livello di carico verticale per ogni configurazione analizzata.

Questo aspetto può apparire ragionevole, considerato il fatto che nel Software X5 vengono utilizzati elementi plate e, di conseguenza, non venga previsto l'effetto del confinamento trasversale che invece viene automaticamente considerato in modellazioni solide. Pertanto, i

giunti di malta possono tendere a danneggiarsi anche per soli carichi verticali quando questi sono significativi (ad esempio 50% e 75% di f_m/FC), riducendo la rigidezza tagliante del pannello.

Come si può notare nelle Figure A.35-A.37, il modello implementato nel Software X5 appare poco sensibile alla possibilità o meno del pannello di ingobbarsi (Figura A.35), alla presenza o meno di un vincolo agli spostamenti verticali in sommità del pannello (Figura A.36) e alla variazione dei parametri elastici (Figura A.37).

Proprietà meccaniche del mattone			
Modulo elastico	Eb [MPa]		5000
Coefficiente di Poisson	ν [-]		0,15
Resistenza a trazione	σ_t [MPa]		1,00
Energia di Frattura a trazione	Gt [N/mm]		0,08
Resistenza a compressione hardening	σ_0 [MPa]		0,80
Resistenza a compressione di picco	σ_p [MPa]		2,67
Resistenza residua	σ_r [MPa]		0,1
Energia di Frattura a Compressione	Gc [N/mm]		0,6
Deformazione al picco	ϵ_p [-]		0,01
Coefficiente di forma superficie di Lubliner	kb[-]		1,2
Coefficiente di dilatanza	k1[-]		0,00
Proprietà meccaniche della malta			
Modulo elastico	Em [MPa]		350
Coefficiente di Poisson	ν [-]		0,15
Resistenza a trazione	σ_t [MPa]		0,085
Energia di Frattura a trazione	Gt [N/mm]		0,02
Resistenza a compressione hardening	σ_0 [MPa]		0,80
Resistenza a compressione di picco	σ_p [MPa]		2,67
Resistenza residua	σ_r [MPa]		0,1
Energia di Frattura a Compressione	Gc [N/mm]		10
Deformazione al picco	ϵ_p [-]		0,03
Coefficiente di forma superficie di Lubliner	kb[-]		1,2
Coefficiente di dilatanza	k1[-]		0,30

Tabella A.7 – Parametri meccanici calibrati nella Configurazione 1, Software X5.

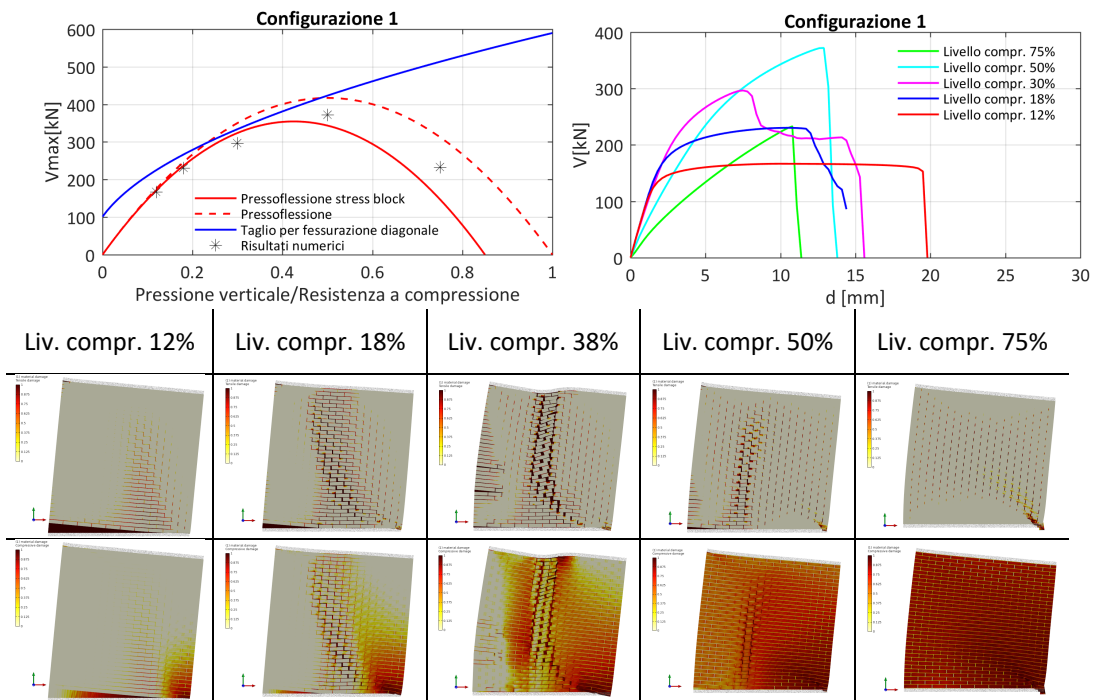


Figura A.27 - Risultati per la Configurazione 1 mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

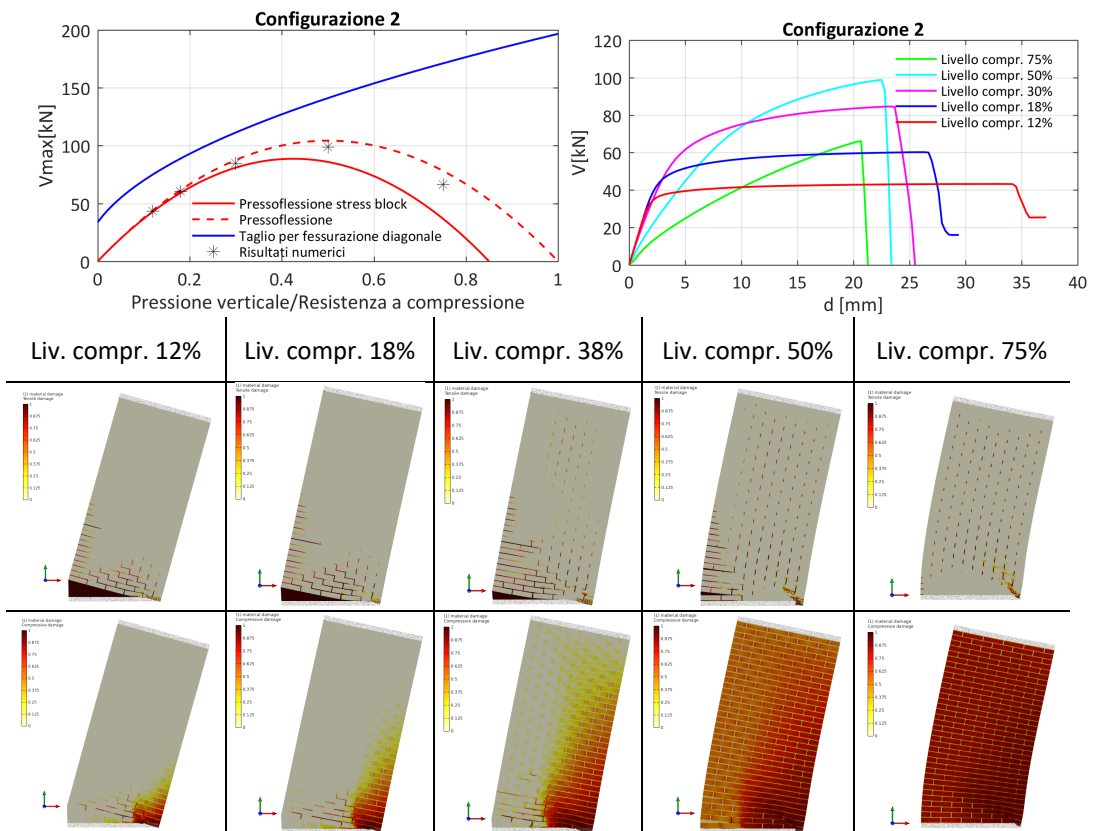


Figura A.28 - Risultati per la Configurazione 2 mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

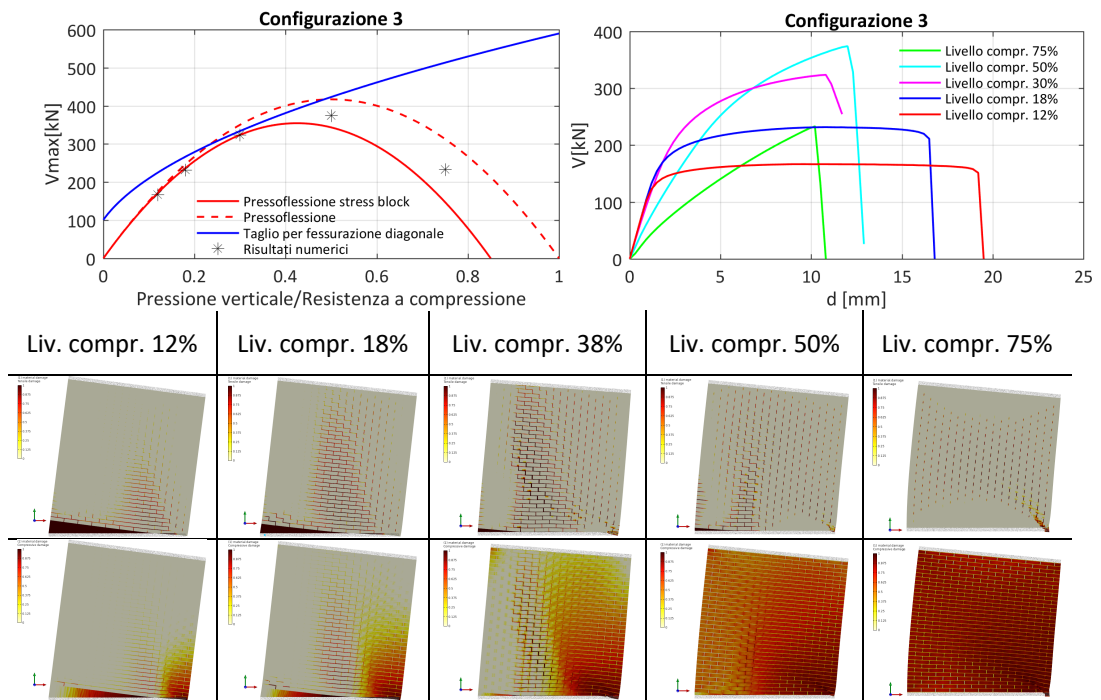


Figura A.29 - Risultati per la Configurazione 3 mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

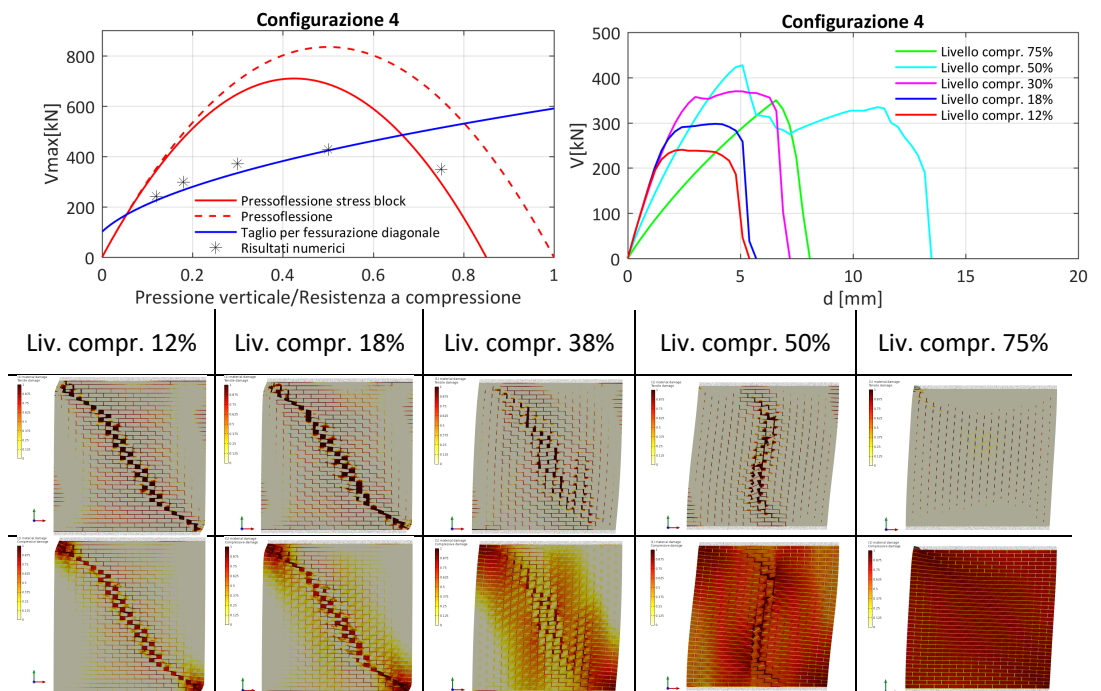


Figura A.30 - Risultati per la Configurazione 4 mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

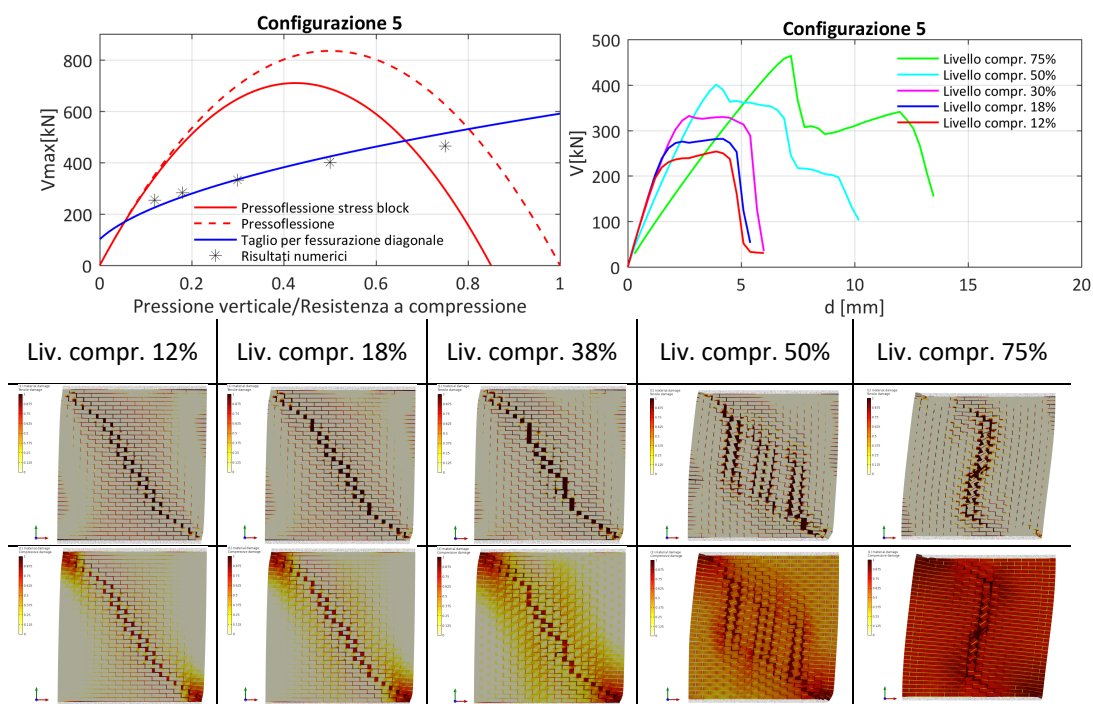


Figura A.31 - Risultati per la Configurazione 5 mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

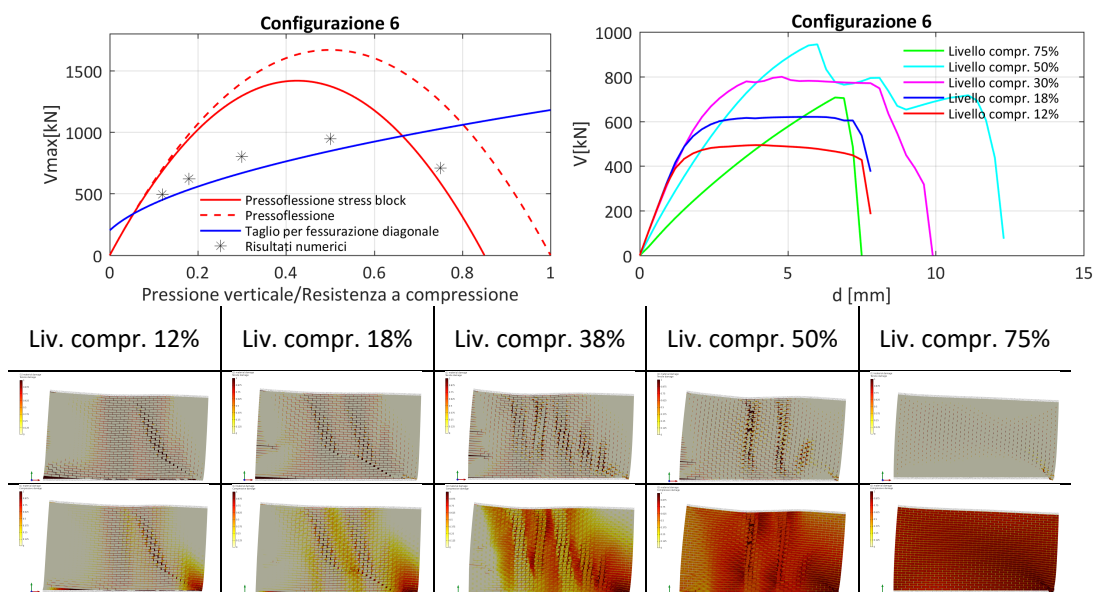


Figura A.32 - Risultati per la Configurazione 6 mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

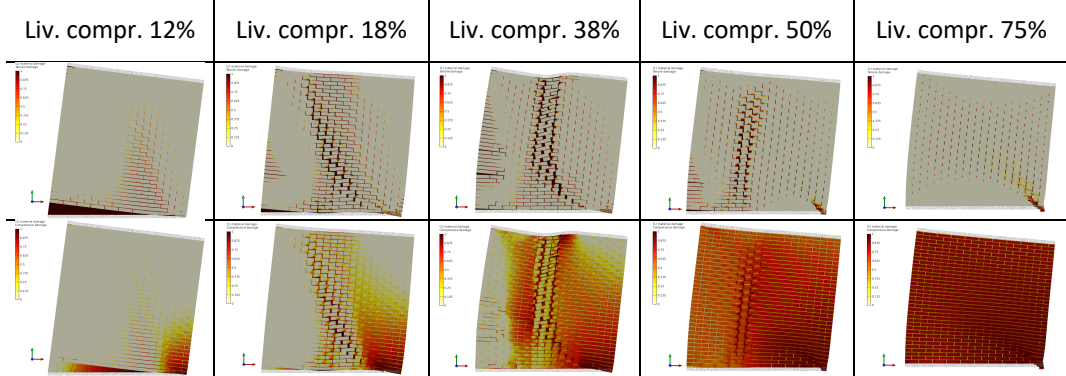
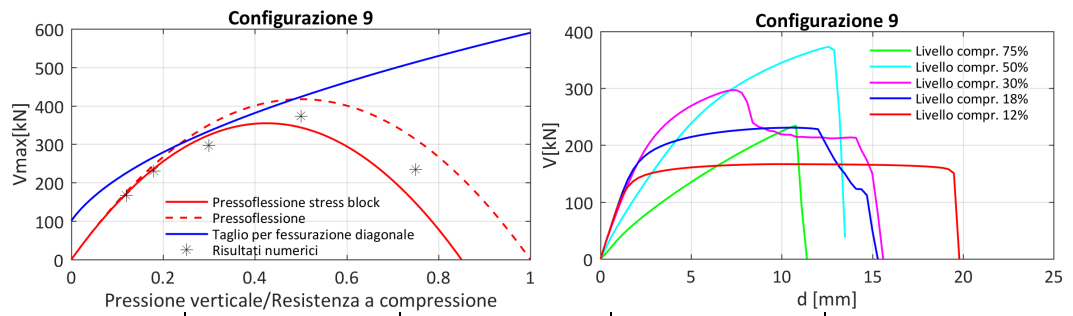


Figura A.33 - Risultati per la Configurazione 9 mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

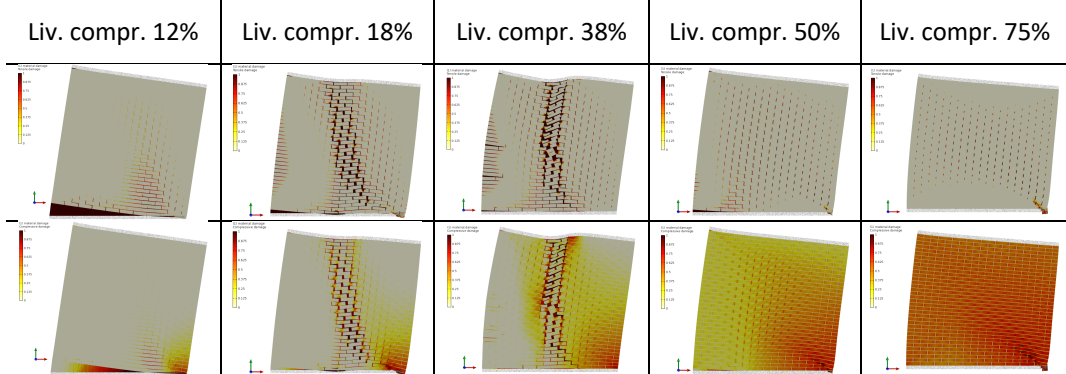
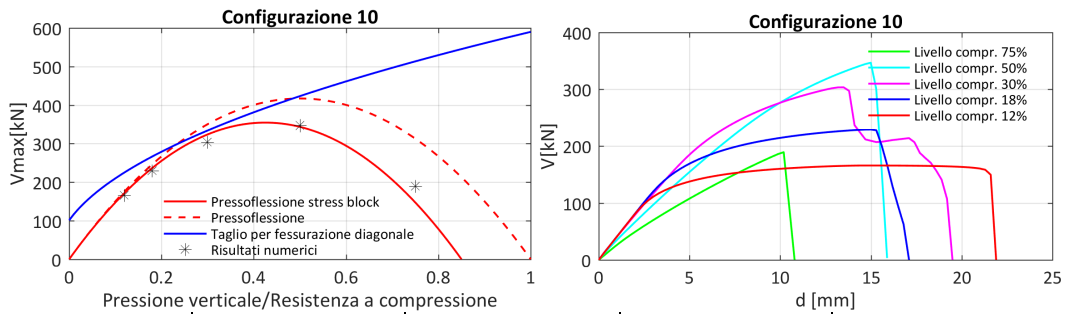


Figura A.34 - Risultati per la Configurazione 10 mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici, curve carico-spostamento e mappe di danno (a trazione, sopra, ed a compressione, sotto) per i vari livelli di compressione.

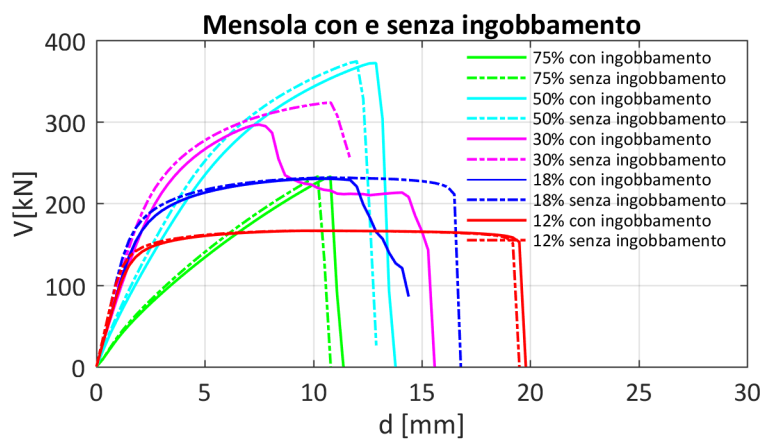
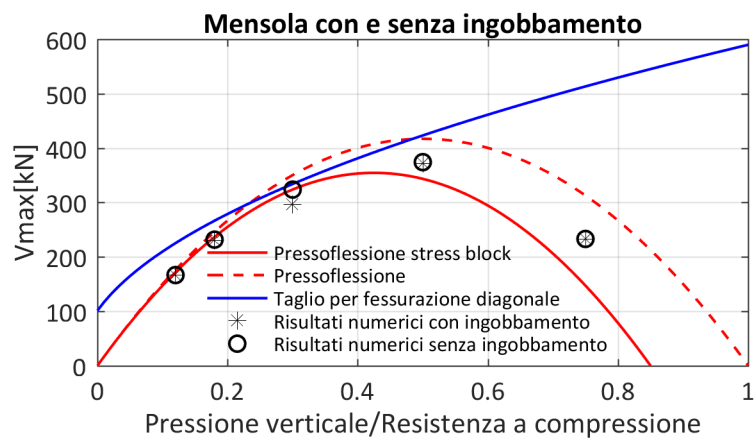


Figura A.35 - Confronto tra la Configurazione 1 e la Configurazione 3, ossia tra mensola con e senza ingobbamento della sommità del pannello, mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici e curve carico-spostamento.

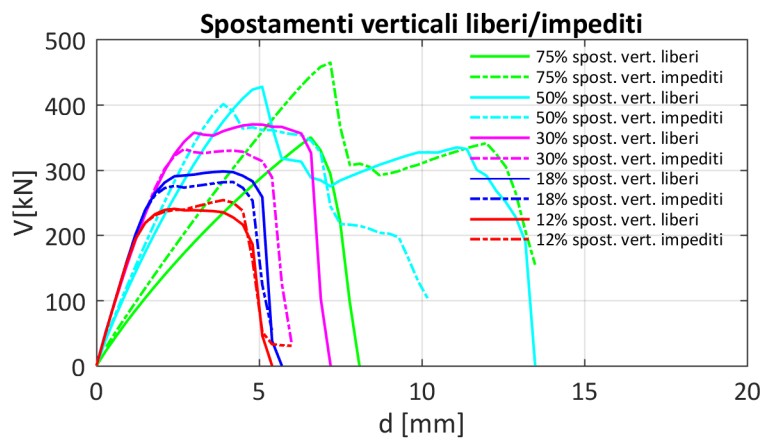
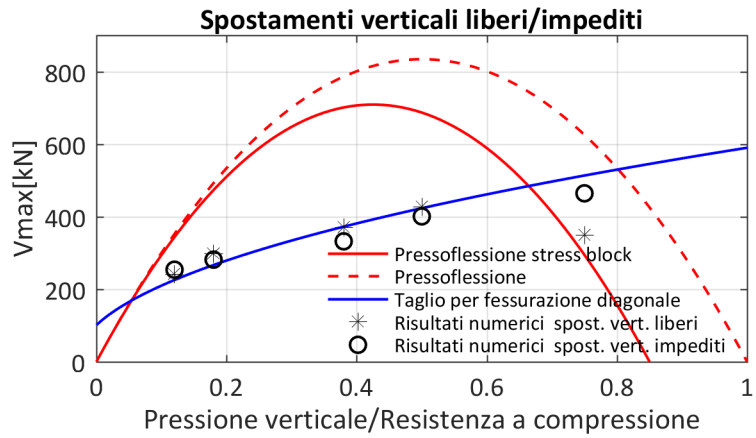


Figura A.36 - Confronto tra la Configurazione 4 e la Configurazione 5, ossia tra configurazioni incastro-incastro scorrevole con spostamenti verticali della sommità del pannello liberi o impediti, mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici e curve carico-spostamento.

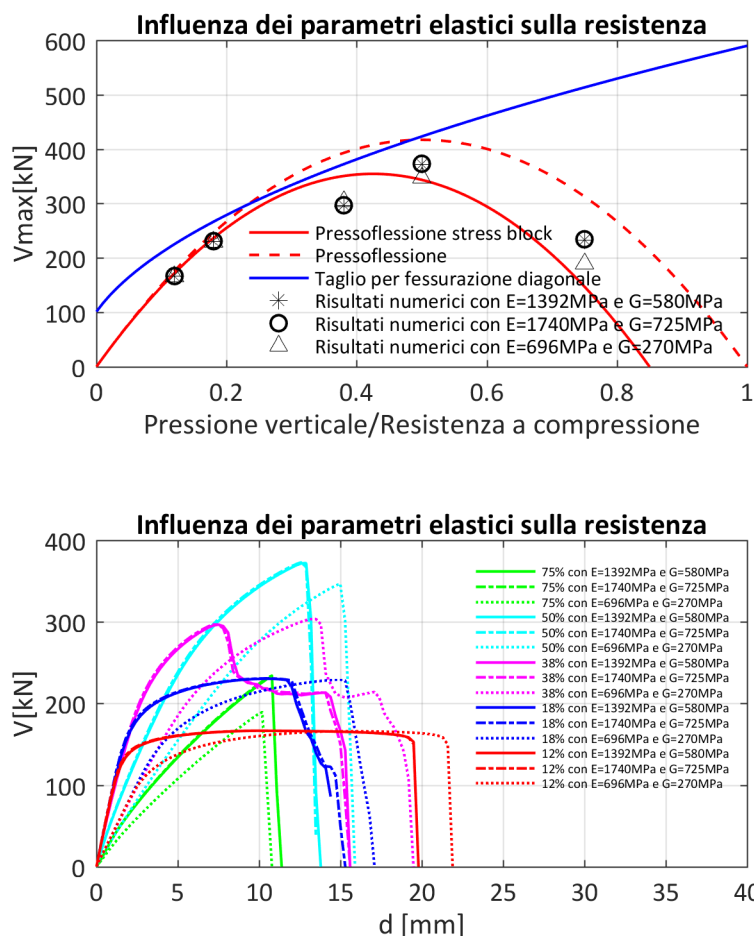


Figura A.37 - Confronto tra le configurazioni a mensola con gli stessi parametri di resistenza, al variare dei parametri elastici, mediante Software X5. Confronto dei risultati numerici con criteri di resistenza analitici e curve carico-spostamento.

A.4 CONFRONTO TRA I DIVERSI SOFTWARE

Nel seguito sono riportati i confronti tra i risultati di tutti i software considerati, con riferimento al pannello quadrato con schema di vincolo a mensola (Configurazioni 1 e 3, Figure A.38-A.43) e al pannello quadrato con schema a doppio incastro (Configurazione 4, Figure A.44-A.49), sia in termini di taglio ultimo che in termini di curve carico-drift.

Nelle curve carico-drift, il drift è stato calcolato come rapporto tra lo spostamento orizzontale della sommità del pannello e la sua altezza (quindi non depurato delle rotazioni). In generale, il drift per il quale il pannello murario raggiunge la sua condizione ultima può essere considerato come drift limite. In particolare, nelle istruzioni CNR-DT 212/2013 vengono definiti diversi limiti per il drift di pannelli murari per livelli progressivi di danno.

Nelle istruzioni CNR-DT 212/2013, ad esempio, vengono individuati e proposti valori di drift limite corrispondenti a diversi gradi di danno alla scala macrosismica, sia per la rottura a pressoflessione che per quella a taglio. Gli intervalli indicativi di valori di drift relativi a danno grave e collasso per la rottura a pressoflessione e quella a taglio raccolti nella CNR-DT 212/2013 sono riportati in Tabella A.8 a titolo di esempio.

Rottura	Intervalli indicativi dei valori del drift (%)
Pressoflessione	0,4 ÷ 1,8
Taglio	0,25 ÷ 0,9

Tabella A.8 – Intervalli indicativi di valori di drift limite relativi a danno grave e collasso per la rottura a pressoflessione e quella a taglio raccolti nella CNR-DT 212/2013

La definizione del drift limite per elementi strutturali in muratura è un problema complesso. Ad esempio, può apparire logico pensare che il drift limite possa dipendere anche dal livello di compressione verticale del pannello. Infatti, come riportato nelle istruzioni CNR-DT 212/2013, in presenza di bassi valori dello sforzo normale nel pannello, il comportamento può essere caratterizzato da una maggiore duttilità (quindi maggiore drift) per rotture a pressoflessione. Al contrario, per il caso limite di una compressione verticale prossima alla resistenza a compressione della muratura, ad esempio, appare logico pensare che il drift limite possa essere sensibilmente inferiore. L'argomento è discusso anche in altri lavori di letteratura (Beyer et al. 2014, Petry and Beyer 2014) e in diverse normative a carattere nazionale (Circolare N.7 C.S.LL.PP 21 Gennaio 2019 al C.7.8.2.2.1) e internazionale (ad esempio SIA D0237) sono proposti criteri per tenere conto dell'effetto del grado di compressione sul drift ultimo, in particolare nel caso di modalità di rottura a pressoflessione. Tuttavia, non sono ancora stati stabiliti criteri unanimemente condivisi.

In generale, il valore del drift limite dei pannelli murari può essere direttamente inserito in input nel software, oppure può essere definito in maniera indiretta, ad esempio definendo il comportamento post-critico del materiale (per esempio in termini di energia di frattura) a cui è legato indirettamente il drift limite del pannello. Ad eccezione del Software X4, in cui il drift limite viene definito in input, tutti gli altri software non definiscono in modo diretto il drift limite del pannello, bensì definiscono il comportamento post-critico del materiale.

Si ricorda che nelle valutazioni svolte con i modelli a telaio equivalente descritte al §5.3 del documento di Linee Guida è stato considerato un drift limite convenzionale pari a 0,6% per la rottura a pressoflessione ed un drift limite pari a 0,4% per la rottura a taglio, indipendentemente dal valore della compressione verticale nel pannello.

PANNELLO QUADRATO A MENSOLA (CONFIGURAZIONI 1 E 3)

Per quanto riguarda il confronto dei risultati in termini di taglio ultimo ottenuti dai diversi software per il pannello quadrato a mensola (Figura A.38), si può notare in generale un buon accordo con il dominio analitico a pressoflessione. In particolare, i risultati numerici appaiono compresi tra i domini analitici a pressoflessione con e senza stress block. Infatti, sebbene tutti i software implementino in qualche modo la resistenza a compressione pari alla resistenza a compressione della muratura f_m/FC , alcuni di essi tendono ad avvicinarsi maggiormente al dominio analitico con stress block.

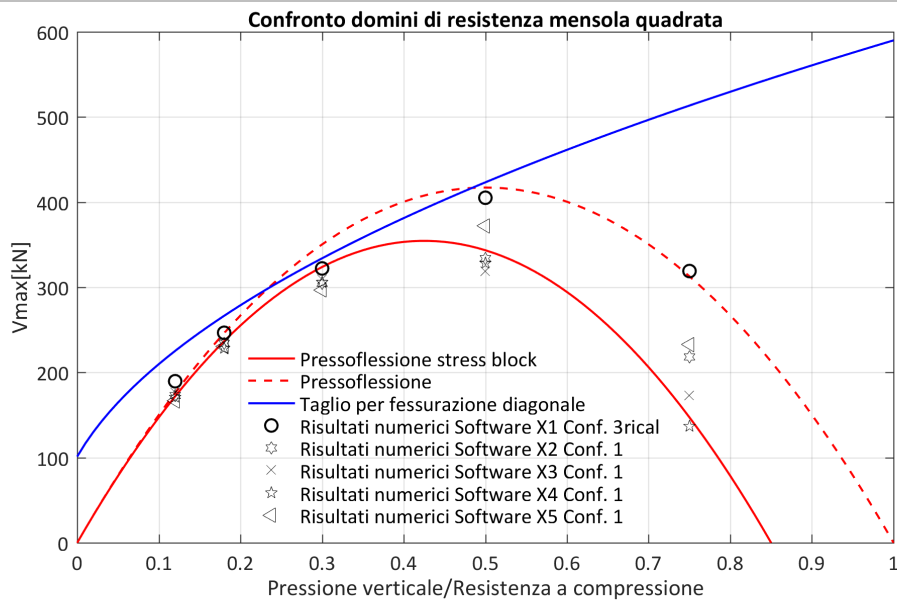


Figura A.38 - Confronto dei risultati in termini di taglio ultimo ottenuti dai diversi software per il pannello quadrato a mensola.

Per quanto riguarda il confronto delle curve carico-drift per il pannello quadrato a mensola per i diversi livelli di compressione verticale (Figure A.39-A.43), si può notare che i diversi software raggiungono valori del taglio ultimo confrontabili e che vi è una comune tendenza (ad eccezione del Software X4, in cui il drift limite viene definito in input) a predire una progressiva diminuzione del drift limite (ovvero della duttilità) all'aumentare del livello di compressione verticale.

Tuttavia, nonostante questi elementi di accordo, il comportamento deformativo predetto dai vari software appare in vari casi piuttosto dissimile, con differenze più marcate per i livelli di compressione verticali più alti. Al riguardo, si può anche notare che la rigidità iniziale dei pannelli, praticamente coincidente per tutti i software (ad eccezione del Software X4 che implementa una rigidità fessurata) nei livelli di compressione verticale 12% e 18% (Figure A.39-A.40), registra variazioni significative per alti livelli di compressione verticale (Figure A.42-A.43).

A corredo di quanto osservato, vale la pena comunque notare che i drift ultimi ottenuti dai diversi software sono confrontabili con gli intervalli indicativi dei valori del drift raccolti nella CNR-DT 212/2013 (Tabella A.8) relativi a danno grave e collasso per la rottura a pressoflessione. In particolare, il limite inferiore (0,4%) viene oltrepassato in alcuni software solamente per alti livelli di compressione verticale (Figure A.42-A.43).

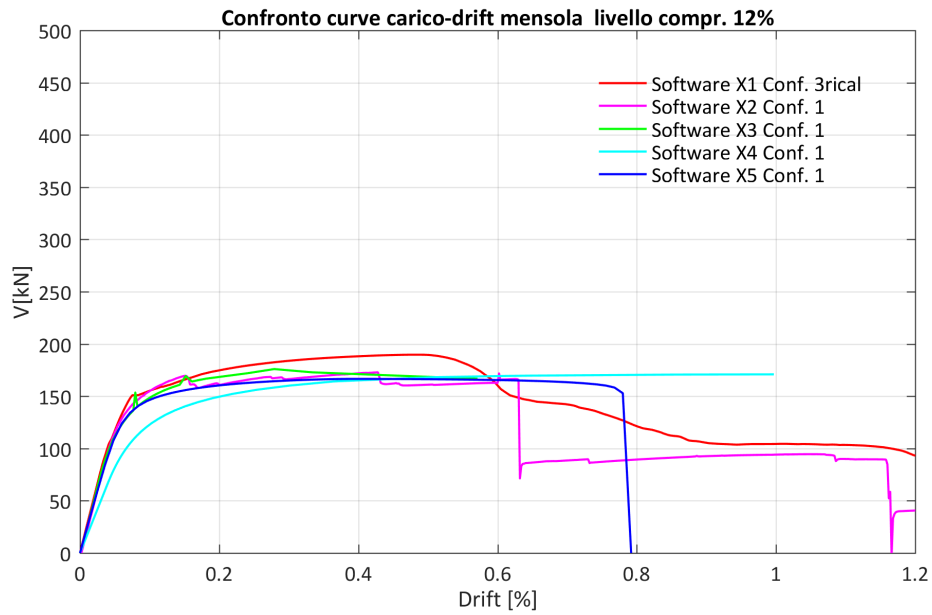


Figura A.39 - Confronto dei risultati in termini di curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato a mensola per un livello di compressione verticale pari al 12% di f_m/FC . Si fa notare che per la rottura a pressoflessione nei modelli a telaio equivalente viene solitamente considerato un drift limite pari a 0,6%.

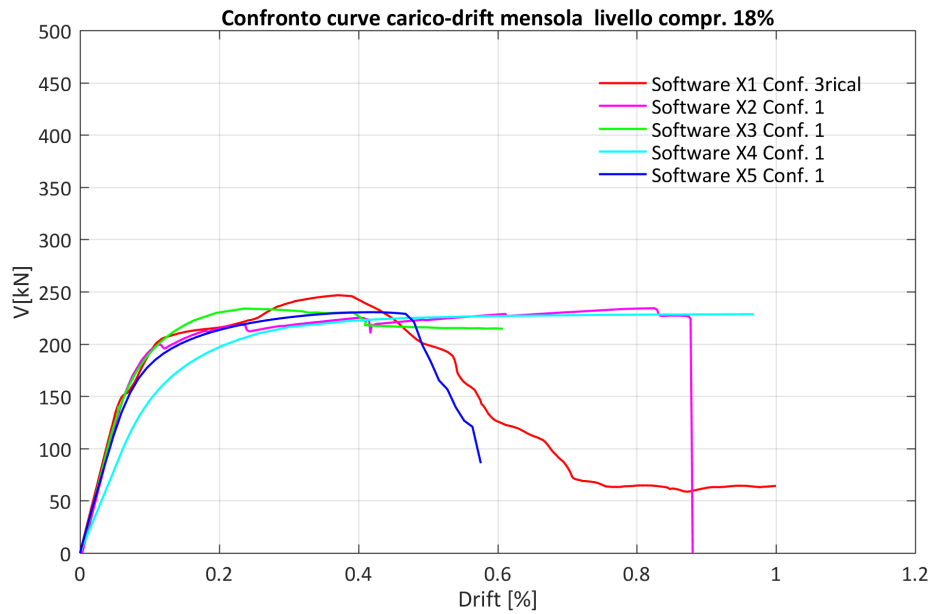


Figura A.40 - Confronto dei risultati in termini di curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato a mensola per un livello di compressione verticale pari al 18% di f_m/FC . Si fa notare che per la rottura a pressoflessione nei modelli a telaio equivalente viene solitamente considerato un drift limite pari a 0,6%.

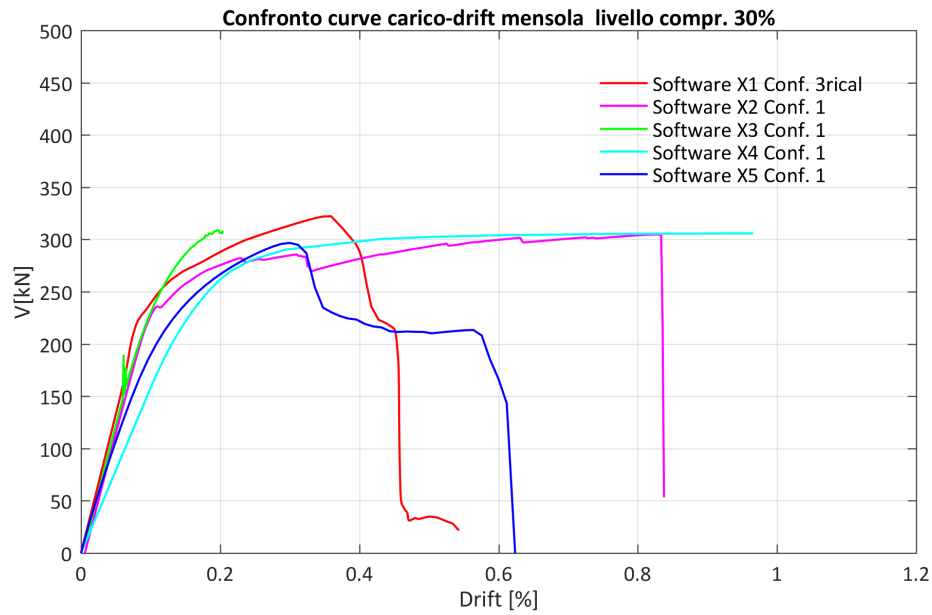


Figura A.41 - Confronto dei risultati in termini di curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato a mensola per un livello di compressione verticale pari al 30% di f_m/FC . Si fa notare che per la rottura a pressoflessione nei modelli a telaio equivalente viene solitamente considerato un drift limite pari a 0,6%.

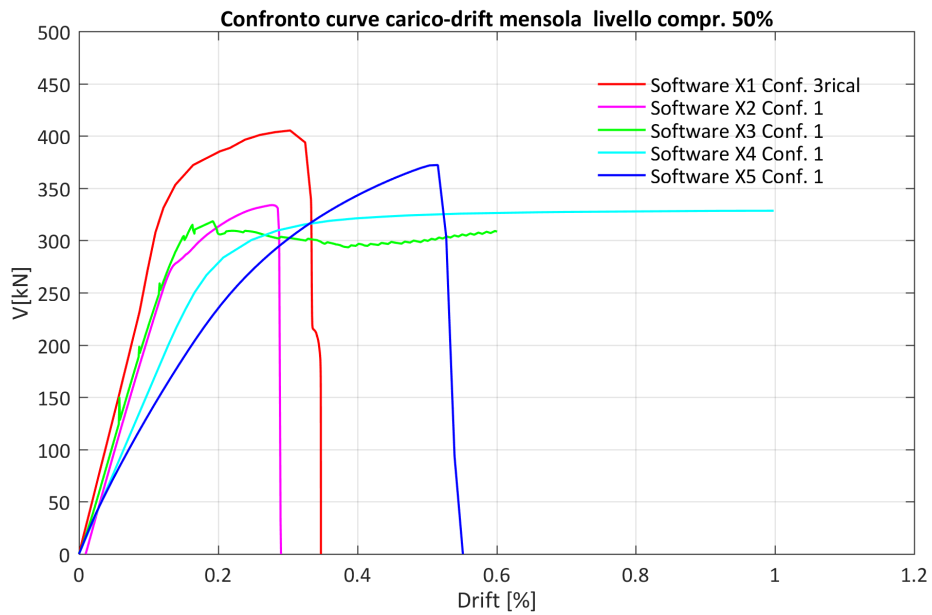


Figura A.42 - Confronto dei risultati in termini di curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato a mensola per un livello di compressione verticale pari al 50% di f_m/FC . Si fa notare che per la rottura a pressoflessione nei modelli a telaio equivalente viene solitamente considerato un drift limite pari a 0,6%.

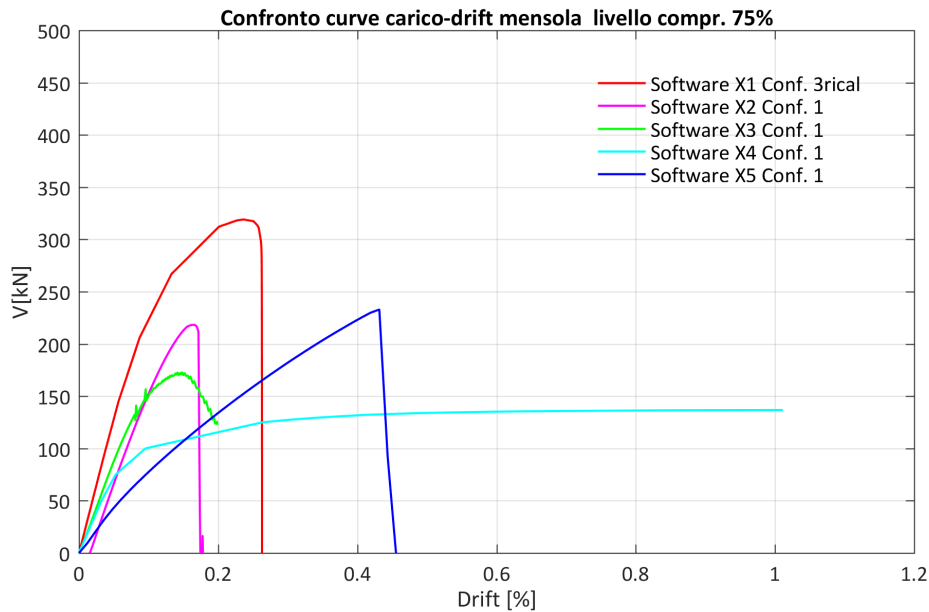


Figura A.43 - Confronto dei risultati in termini di curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato a mensola per un livello di compressione verticale pari al 75% di f_m/FC . Si fa notare che per la rottura a pressoflessione nei modelli a telaio equivalente viene solitamente considerato un drift limite pari a 0,6%.

PANNELLO QUADRATO DOPPIAMENTE INCASTRATO (CONFIGURAZIONE 4)

Per quanto riguarda il confronto dei risultati in termini di taglio ultimo ottenuti dai diversi software per il pannello quadrato doppiamente incastrato (Figura A.44), si può notare in generale un buon accordo con il dominio analitico a taglio per fessurazione diagonale. In particolare, i risultati numerici appaiono ragionevolmente vicini al dominio analitico a taglio per fessurazione diagonale per almeno i primi quattro livelli di compressione verticale. Per quanto riguarda il livello di compressione verticale più alto (75% di f_m/FC), tutti i software si avvicinano al criterio analitico a pressoflessione con stress block, ad eccezione del Software X1 che si mantiene vicino al dominio analitico a taglio per fessurazione diagonale (e comunque compreso all'interno del criterio analitico a pressoflessione senza stress block).

Per quanto riguarda il confronto delle curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato doppiamente incastrato per i diversi livelli di compressione verticale (Figure A.45-A.49), si può notare che, sebbene i diversi software raggiungano valori del taglio ultimo abbastanza confrontabili, il loro comportamento deformativo appare in vari casi piuttosto dissimile, in modo più evidente di quanto osservato per il pannello quadrato a mensola.

In questo caso, si può notare che la tendenza ad una progressiva diminuzione della duttilità all'aumentare del livello di compressione verticale risulta meno marcata rispetto al caso del pannello quadrato a mensola.

Inoltre, in questo caso le differenze più marcate (in termini di comportamento deformativo) tra i diversi software vengono registrate per i livelli di compressione verticali più bassi (Figure A.45-A.46).

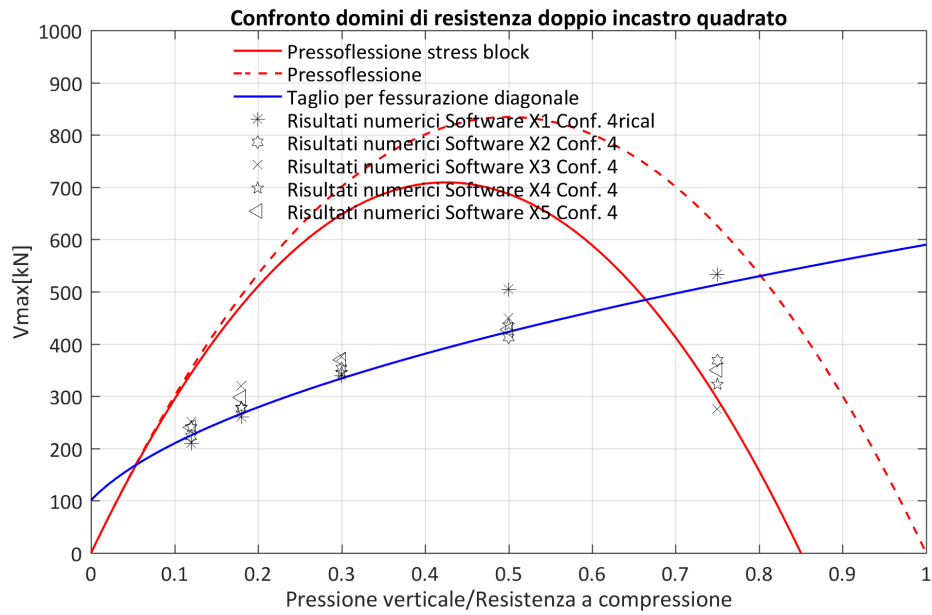


Figura A.44 - Confronto dei risultati in termini di taglio ultimo ottenuti dai diversi software per il pannello quadrato con doppio incastro (Configurazione 4).

Infine, si fa notare come anche in questo caso i drift ultimi ottenuti dai diversi software siano confrontabili con gli intervalli indicativi dei valori del drift raccolti nella CNR-DT 212/2013 (Tabella A.8) relativi a danno grave e collasso per la rottura a taglio. In particolare, il limite superiore (0,9%) viene oltrepassato solamente per bassi livelli di compressione verticale (Figure A.45-A.46) per un solo software, mentre il limite inferiore (0,25%) viene leggermente oltrepassato in pochi casi.

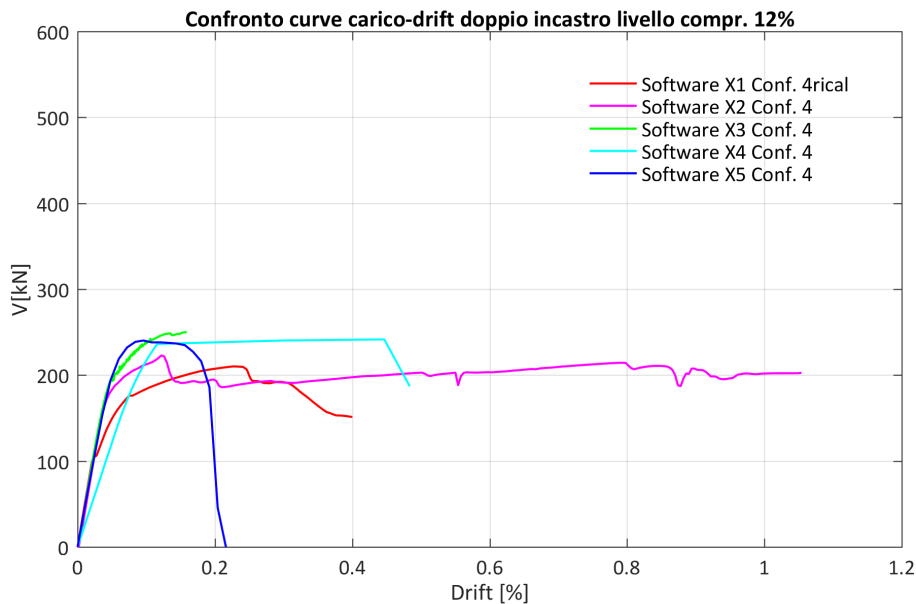


Figura A.45 - Confronto dei risultati in termini di curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato con doppio incastro (Configurazione 4) per un livello di compressione verticale pari al 12% di f_m/FC . Si fa notare che per la rottura a taglio nei modelli a telaio equivalente viene solitamente considerato un drift limite pari a 0,4%.

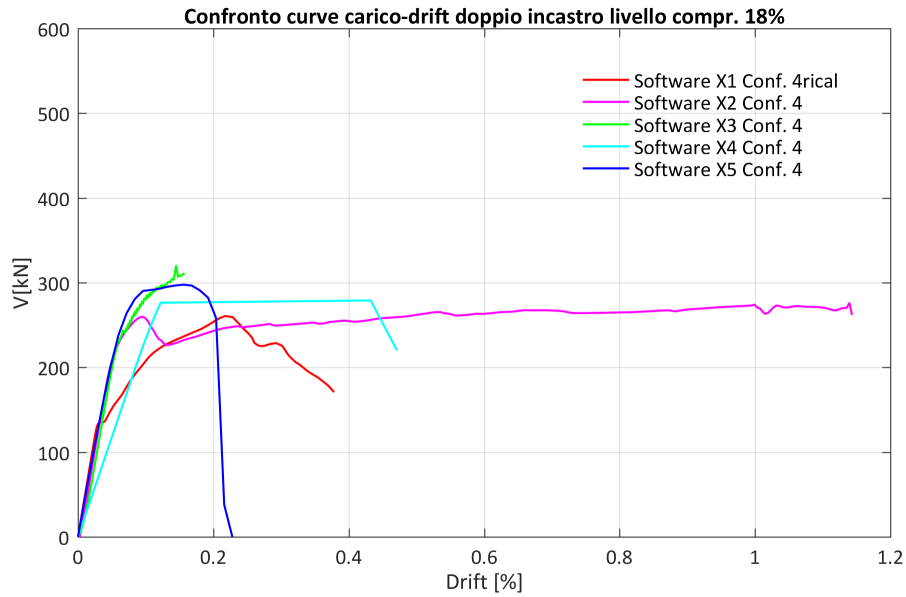


Figura A.46 - Confronto dei risultati in termini di curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato con doppio incastro (Configurazione 4) per un livello di compressione verticale pari al 18% di f_m/FC . Si fa notare che per la rottura a taglio nei modelli a telaio equivalente viene solitamente considerato un drift limite pari a 0,4%

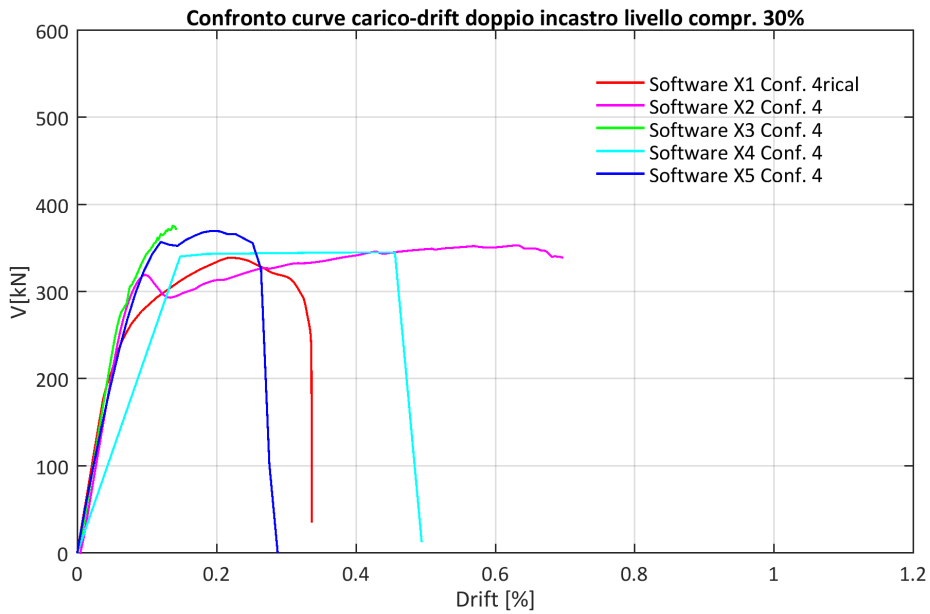


Figura A.47 - Confronto dei risultati in termini di curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato con doppio incastro (Configurazione 4) per un livello di compressione verticale pari al 30% di f_m/FC . Si fa notare che per la rottura a taglio nei modelli a telaio equivalente viene solitamente considerato un drift limite pari a 0,4%.

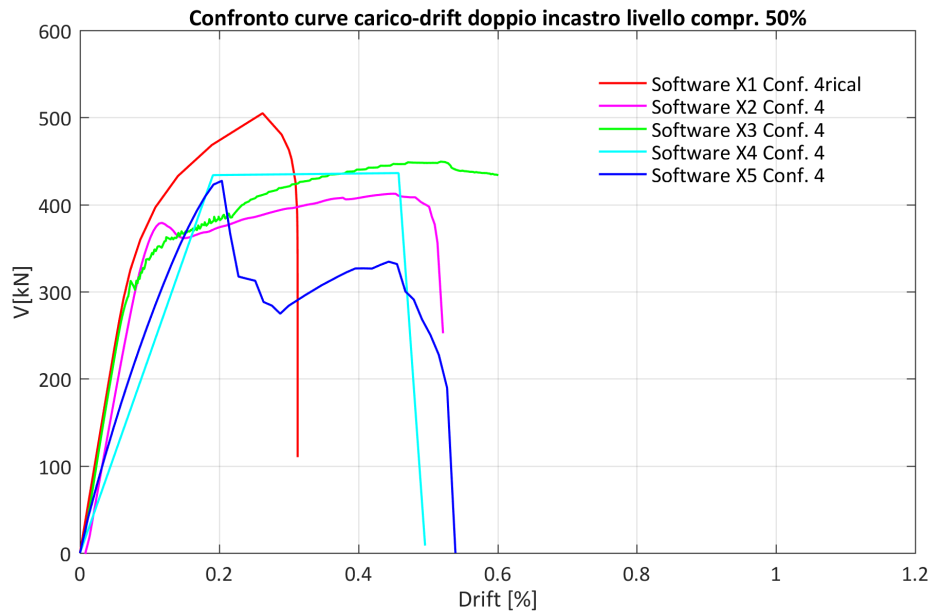


Figura A.48 - Confronto dei risultati in termini di curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato con doppio incastro (Configurazione 4) per un livello di compressione verticale pari al 50% di f_m/FC . Si fa notare che per la rottura a taglio nei modelli a telaio equivalente viene solitamente considerato un drift limite pari a 0,4%.

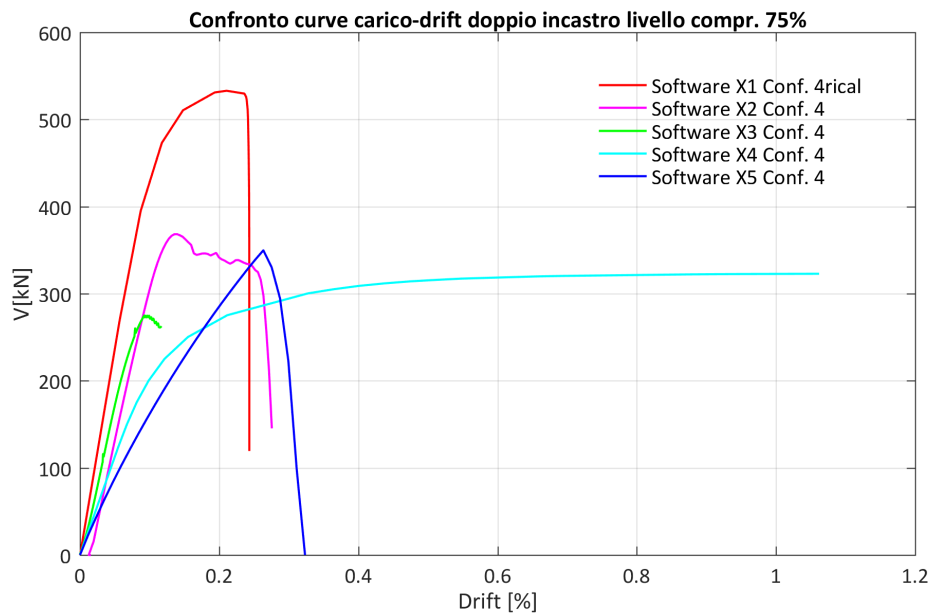


Figura A.49 - Confronto dei risultati in termini di curve carico-drift ottenute dai diversi software per il pannello quadrato con doppio incastro (Configurazione 4) per un livello di compressione verticale pari al 75% di f_m/FC . Si fa notare che per la rottura a taglio nei modelli a telaio equivalente viene solitamente considerato un drift limite pari a 0,4%.

A.5 OSSERVAZIONI SULL'EVENTUALE CALIBRAZIONE PARAMETRI DI COMPORTAMENTO POST-CRITICO

In questa sezione sono riportati alcuni aspetti critici sulla calibrazione del comportamento post-critico di pannelli murari.

In primo luogo, la resistenza di pannelli in muratura può essere stimata in maniera piuttosto accurata anche da semplici criteri analitici e, di conseguenza, su questi criteri analitici possono essere calibrati i parametri di modelli numerici, come mostrato nella Sezione 3 di questa scheda di approfondimento, in modo tutto sommato semplice.

In secondo luogo, per quanto riguarda il comportamento post-critico dei pannelli murari, la calibrazione dei parametri appare un processo considerevolmente più critico. Infatti, tale comportamento, tipicamente caratterizzato da un'escursione nel campo non lineare seguita da softening (e quindi rappresentabile, in modo schematico, da un drift limite), appare difficilmente descrivibile anche dal punto di vista sperimentale. Inoltre, esso dipende da numerosi fattori (tipologia muraria, proprietà meccaniche dei singoli componenti della muratura, ecc.) e, come accennato in precedenza, anche dal livello di compressione verticale e dal meccanismo di collasso. In modo semplificato, nei modelli a telaio equivalente sono convenzionalmente adottati valori costanti di drift limite (differenziati per i criteri di rottura per pressoflessione e per taglio), indipendentemente dal livello di compressione verticale nel pannello. Nelle analisi illustrate nel Documento Generale per le analisi con i modelli a telaio si ricorda che sono stati adottati i valori pari allo 0.4% e 0.6% rispettivamente per la modalità di rottura a taglio e a pressoflessione.

Tuttavia, appare chiaro che, per i modelli numerici non basati sul telaio equivalente, il processo di calibrazione dei parametri di resistenza e del comportamento post-critico è, in generale, accoppiato, per cui complesso e affrontabile in maniera iterativa.

Si conclude precisando che in questa fase della ricerca non sono proposte o suggerite specifiche strategie per la calibrazione dei parametri di comportamento post-critico, che sono rimandate a futuri studi specifici sul tema.

BIBLIOGRAFIA

- Beyer, K., Petry, S., Tondelli, M., Paparo, Al. (2014) Towards Displacement-Based Seismic Design of Modern Unreinforced Masonry Structures, A. Ansal (ed.), Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering 34, DOI 10.1007/978-3-319-07118-3_12, © The Author(s) 2014
- Berto, L., Doria, A., Faccio, P., Saetta, A., & Talledo, D. (2017). Vulnerability analysis of built cultural heritage: a multidisciplinary approach for studying the Palladio's Tempio Barbaro. *International Journal of Architectural Heritage*, 11(6), 773-790.
- Berto, L., Saetta, A., Scotta, R., & Vitaliani, R. (2004). Shear behaviour of masonry panel: parametric FE analyses. *International journal of solids and structures*, 41(16-17), 4383-4405.
- Caliò, 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.
- CNR-DT 212/2013. Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti. Consiglio nazionale delle ricerche, 2014.
- 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.
- 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 & Structures*, 213, 51-71.
- Lee, J., & Fenves, G. L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of engineering mechanics*, 124(8), 892-900.
- Lublinter, J., Oliver, J., Oller, S., & Oñate, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of solids and structures*, 25(3).
- Messali, F., & Rots, J. G. (2018). In-plane drift capacity at near collapse of rocking unreinforced calcium silicate and clay masonry piers. *Engineering Structures*, 164, 183-194.
- 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.
- Petry S, Beyer K (2014) Influence of boundary conditions and size effect on the drift capacity of URM walls. *Eng Struct* 65:76-88
- SIA (2011) SIA D0237: Evaluation de la sécurité parasismique des bâtiments en maçonnerie. Swiss Society of Engineers and Architects SIA, Zürich, Switzerland (in French)
- Roca, P., Cervera, M., Gariup, G., & Pelà, L. (2010). Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17(3), 299-325.
- Turnšek, V., & Čačovič, F. (1971). Some experimental results on the strength of brick masonry walls. In *Proc. of the 2nd International Brick Masonry Conference* (pp. 149-156).
- Turnšek, V., & Sheppard, P. (1980). The shear and flexural resistance of masonry walls. *Proc. of the International Research Conference on Earthquake Engineering*, 517-573. Skopje, Macedonia;

SCHEDA DI APPROFONDIMENTO B

IDENTIFICAZIONE DELLA GEOMETRIA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI NEI MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE

OBIETTIVO	Studiare la sensibilità della risposta al variare della geometria adottata per gli elementi strutturali (in particolare di tipo “maschio”)
CASO STUDIO	Struttura benchmark n°4 – struttura 3D rappresentativa di un edificio semplice mono-cellula bi-piano: Caso IIC – con cordoli di piano in c.a. accoppiati alle fasce
SOFTWARE	A telaio equivalente – con plasticità concentrata

B.1 OBIETTIVO DELL'APPROFONDIMENTO E CRITERI ADOTTATI PER IL CONFRONTO DEI RISULTATI

Nei modelli a telaio equivalente, la definizione della geometria degli elementi strutturali (maschi e fasce) nei quali sono concentrate deformabilità e non linearità rappresenta una delle prime scelte che il professionista deve affrontare nel processo di modellazione di una parete in muratura. Al riguardo **i documenti normativi non forniscono indicazioni cogenti, né in letteratura sono presenti criteri univocamente riconosciuti**, specialmente al variare della complessità delle geometrie che spesso caratterizzano gli edifici esistenti. La conseguente arbitrarietà nelle scelte, del tutto valide, operate il professionista si possono ripercuotere pertanto in misura più o meno significativa sulla risposta sismica simulata.

Come già introdotto al §3 del documento generale, le regole proposte in letteratura per l'identificazione di maschi e fasce sono per lo più **a carattere empirico**, definite sulla base dell'osservazione del danno reale a seguito di eventi sismici o durante campagne sperimentali in laboratorio e corroborate, in casi più limitati, da simulazioni numeriche parametriche. Tali proposte riguardano per lo più i maschi murari, mentre nel caso delle fasce le indicazioni di letteratura sono molto più limitate.

L'approfondimento di seguito illustrato ha **l'obiettivo di mettere in evidenza la potenziale sensibilità della risposta sismica al variare della geometria degli elementi strutturali**. A tal fine sono eseguite analisi parametriche sulla struttura benchmark n°4 (caso IIC – con cordoli di piano in c.a.) adottando per l'idealizzazione a telaio delle pareti di tipo A e B, alternativamente, ulteriori tre criteri proposti in letteratura oltre a quello di riferimento impiegato per i confronti discussi al §5.6; in totale, quindi, sono utilizzati quattro criteri differenti. In particolare, i risultati presentati si riferiscono ad analisi statiche non lineari con distribuzione di forze uniforme agente in direzione X, considerando sia il verso positivo che il verso negativo dell'azione. **Le modellazioni alternative riguardano esclusivamente le soluzioni adottate per la geometria dei maschi murari**, che rappresentano gli elementi resistenti primari nei confronti delle azioni sismiche e deputati a trasferire tutti i carichi al sistema di fondazione; le pareti di tipo A e B presentano infatti una

disposizione delle aperture (allineate verticalmente) che rende meno arbitraria l'identificazione della geometria delle fasce.

Due dei criteri proposti presentano una idealizzazione invariante rispetto al verso di analisi, viceversa due tengono in considerazione il fatto che la natura ciclica dell'azione sismica può indurre un danneggiamento differente a seconda della direzione delle forze sismiche, portando così alla definizione di maschi con geometria variabile al variare dell'orientamento delle forze orizzontali. Questo aspetto comporta evidentemente l'adozione o di modelli diversi a seconda del verso di analisi considerato, oppure di modelli costitutivi, a livello di elemento, in grado di tener conto di questa specificità. Nel seguito si è operato secondo il primo approccio adottando, quando richiesto dal criterio, modelli diversi per le analisi con verso positivo e negativo.

Le analisi sono condotte impiegando, a titolo di esempio, uno dei *software* che operano nell'ambito dell'approccio a telaio equivalente con formulazione della risposta dei pannelli murari secondo trave nonlineare con plasticità concentrata (del **Gruppo 1** del documento generale). Analoghi risultati - *almeno in termini relativi* – si sarebbero potuti ottenere con gli altri *software* che operano nell'ambito della modellazione a telaio equivalente. La sensibilità della risposta è poi valutata:

- alla **scala globale**, in termini di: curve di capacità sia dell'intera struttura che delle singole pareti strutturali orientate nella direzione dell'azione sismica (Pareti A e B); parametri significativi della risposta strutturale (SRP- *Structural Response Parameter*), ossia quelli della bilineare equivalente definita sulla corrispondente curva di capacità (K_y , d_u e V_y);
- alla **scala locale**, in termini di effetti: i) sulla variazione del carico assiale e della forza di taglio alla base dei pannelli murari del piano terra; ii) sul meccanismo di collasso predetto per ogni elemento strutturale e la distribuzione del danno conseguente nelle pareti.

La modalità di rappresentazione dei risultati è analoga a quella introdotta al §5.1, con le seguenti precisazioni. Al fine di quantificare la sensibilità della risposta delle grandezze SRP, le variazioni percentuali sono alternativamente valutate:

- rispetto alla soluzione del solo *software* adottato nella presente scheda di approfondimento nel quale sia stato impiegato come criterio di idealizzazione della parete quello di riferimento scelto per l'esecuzione delle analisi svolte "a parità di ipotesi di modellazione" (nel seguito indicato "criterio 1"). Quest'ultimo criterio è quindi quello impiegato convenzionalmente nella discussione dei risultati del documento generale e coerente con quanto definito nella scheda della struttura benchmark n°4; si precisa come ovviamente questa costituisca solo una tra le possibili scelte come discusso nel seguito. Tale variazione rappresenta quindi la variabilità dei risultati ottenibili "a parità di *software*", ossia quella che uno stesso professionista potrebbe verificare con lo strumento di calcolo in suo possesso.
- rispetto alla media dei risultati forniti da tutti i *software* impiegati nella ricerca che operano secondo l'approccio a telaio equivalente (chiamata nel seguito "stima del Gruppo 1" del documento generale), ossia analogamente a quanto svolto nella discussione dei risultati presentati al §5.6. Questo scarto include quindi due diversi contributi: l'incertezza di modello e l'incertezza dovuta all'identificazione della geometria degli elementi strutturali. La dispersione finale è quindi influenzata anche da quella iniziale caratterizzante il *software* adottato rispetto alla "stima del Gruppo 1".

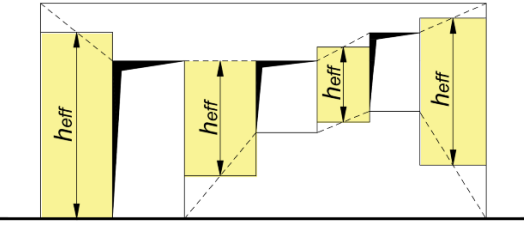
B.2 CRITERI ADOTTATI PER L'IDENTIFICAZIONE DEI MASCHI MURARI

Nello studio parametrico svolto sono considerati quattro diversi criteri proposti in letteratura per la definizione dell'altezza efficace dei maschi (h_{eff}).

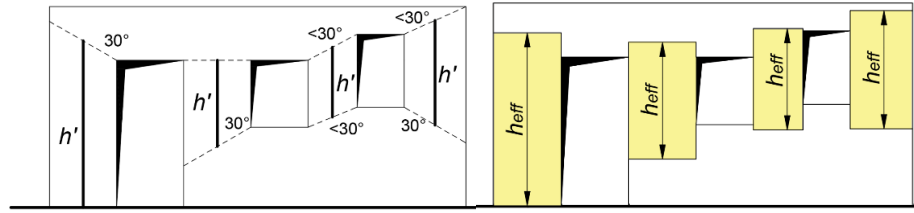
Essi rappresentano alcune delle soluzioni maggiormente impiegate nella pratica per la definizione della geometria dei maschi murari, essendo largamente applicati sia in studi di letteratura (si veda ad esempio Marques e Lourenço (2011) e Augenti e Romano (2008)) sia a livello professionale (poichè alcuni di questi criteri sono anche implementati automaticamente in alcuni *software* commerciali).

La tabella seguente li sintetizza, riportando anche la schematizzazione conseguente alla loro applicazione nel caso di una parete prototipo.

Tabella B.1 – Criteri adottati nelle analisi parametriche per definire l'altezza efficace dei maschi (h_{eff})

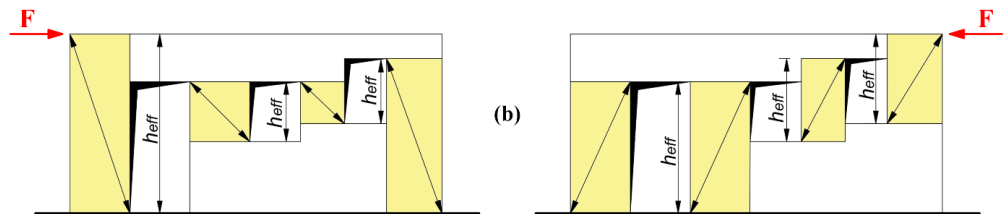
CRITERIO	PRINCIPI DI BASE DEL CRITERIO ed ESEMPIO DI APPLICAZIONE
<p>Criterio 1 Proposto in Lagomarsino et al. (2013)</p> <p>(quello impiegato nelle analisi condotte "a parità di modellazione" a titolo convenzionale)</p>	<p>In base a questo criterio gli elementi maschio sono definiti a partire dall'altezza delle aperture adiacenti. Quando quest'ultime sono perfettamente allineate, l'altezza è assunta pari a quella delle aperture; viceversa in presenza di aperture con diversa altezza oppure nel caso dei maschi di bordo l'altezza è assunta pari alla media delle altezze delle aperture adiacenti o pari alla media tra l'altezza interpiano e l'altezza dell'apertura, rispettivamente.</p> <p>Rispetto al criterio 2, non presenta la limitazione sul cono di diffusione delle lesioni.</p> 
<p>Criterio 2 Proposto in Dolce (1991)</p>	<p>Il criterio definisce l'altezza efficace del maschio tenendo conto della mutua interazione con le fasce circostanti, che si traducono in un vincolo elastico variabile in testa ai maschi in ragione della loro geometria. Il criterio presuppone l'applicazione di alcune formule semplificate derivate da una valutazione statistica della rigidità equivalente per i maschi e calibrate sulla base di una serie di analisi agli elementi finiti svolte su venti diversi sistemi maschio-fascia caratterizzati da diverse geometrie e condizioni al contorno. In particolare, i valori di rigidità ottenuti con i modelli agli elementi finiti sono stati assunti come soluzione di riferimento e confrontati con quelli ottenuti considerando la teoria della <i>trave di Timoshenko</i>, dotata di deformabilità flessionale e a taglio. Inoltre, è stato introdotto un limite superiore di 30° per la pendenza dei segmenti che simulano le fessure che si propagano nella muratura a partire dall'angolo sinistro o destro delle aperture verso l'estremo opposto del maschio.</p> <p>La formula proposta in Dolce (1991) è la seguente:</p> $h_{eff} = h' + \delta \frac{B(h_w - h')}{h'}$ <p>dove: h_w è l'altezza interpiano, δ è un coefficiente pari a 1/3 opportunamente calibrato sulla base delle simulazioni numeriche eseguite, B è la larghezza del pannello e h' è un parametro geometrico definito come la distanza tra i punti medi delle linee congiungenti i vertici di due aperture consecutive. Per quest'ultime è definita</p>

un'inclinazione limite di 30°. L'altezza efficace finale del maschio (h_{eff}) è quindi ottenuta modificando h' in base all'equazione di cui sopra, che tiene conto della geometria globale del livello esaminato.



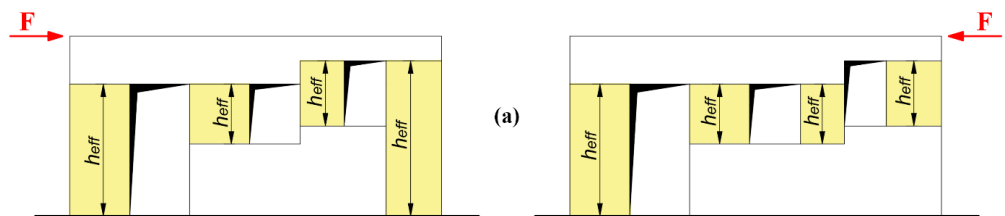
Criterio 3
Proposto in Moon et al (2006)

Il criterio è stato proposto a seguito dell'analisi dei risultati di una prova sperimentale quasi statica condotta in laboratorio su un edificio a due piani in scala reale (Yi et al 2006, Moon et al 2006). Il criterio propone un'altezza efficace pari a quella corrispondente allo sviluppo di un puntone compresso definito assumendo che le fessure possano svilupparsi sia orizzontalmente che a 45°. Il criterio è esplicitamente menzionato nelle norme tecniche neozelandesi (NZSEE 2015).



Criterio 4
Proposto in Augenti (2006)

Sulla base dell'osservazione del danno occorso in edifici scolastici e residenziali a seguito di terremoti recenti Italiani (ad esempio L'Aquila 2009), l'Autore propone un'altezza efficace pari all'altezza dell'apertura adiacente al maschio in esame nella direzione di applicazione del carico sismico.



Come chiarito tramite le illustrazioni di Tabella B.1, l'adozione dei criteri proposti da Augenti (2006) e da Yi et al (2006) può portare, specialmente in presenza di disposizioni irregolari di aperture (aperture non allineate orizzontalmente) a due modelli di capacità significativamente diversi per la medesima parete, a seconda del verso considerato per l'azione sismica.

B.3 IDEALIZZAZIONE IN TELAIO DELLE PARETI DI TIPO A E B SECONDO I CRITERI ADOTTATI

Le seguenti figure esemplificano l'applicazione dei criteri introdotti al §B.2 nel caso delle pareti di tipo A e B della struttura benchmark n°4.

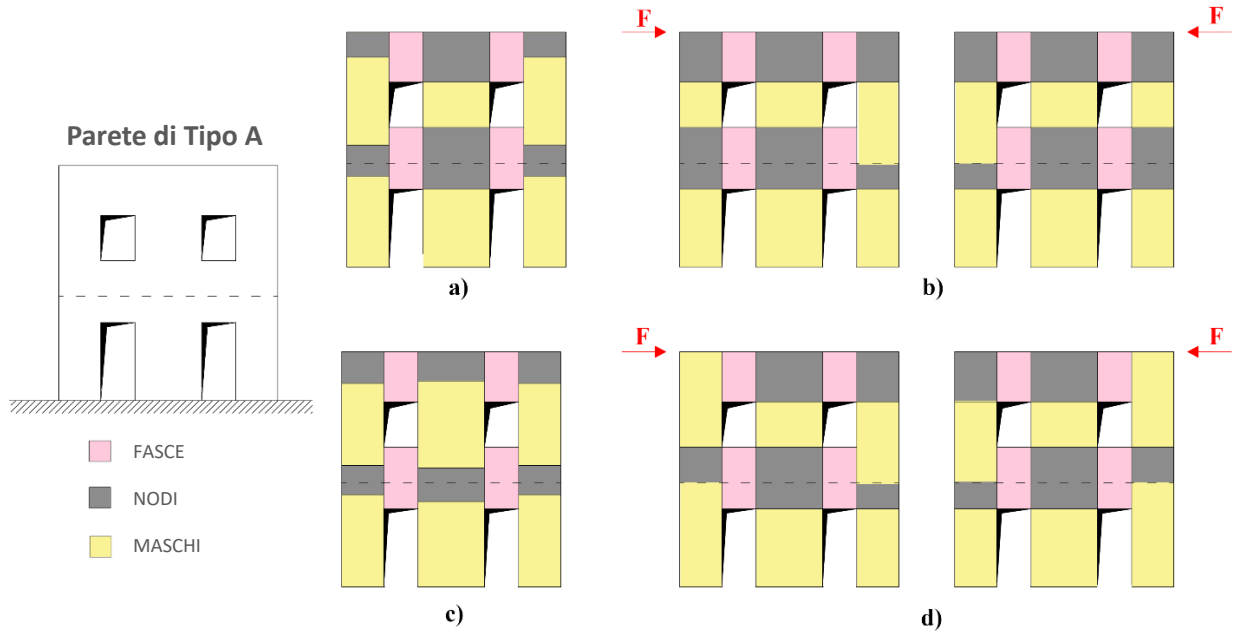


Figura B.1 - Idealizzazione in telaio equivalente della parete A in base a diversi criteri adottati: a) criterio 1 - secondo Lagomarsino et al (2013); b) criterio 4 – secondo Augenti (2006); c) criterio 2 - secondo Dolce (1991); d) criterio 3 – secondo Moon et al (2006).

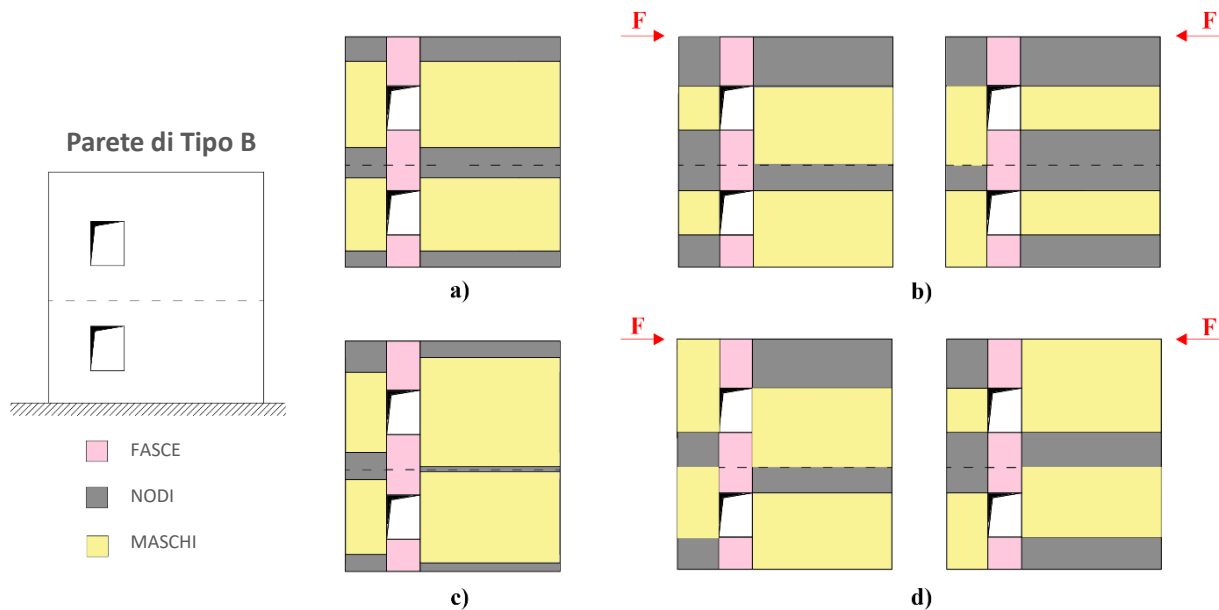


Figura B.2 - Idealizzazione in telaio equivalente della parete B in base a diversi criteri adottati: a) criterio 1 - secondo Lagomarsino et al (2013); b) criterio 4 – secondo Augenti (2006); c) criterio 2 - secondo Dolce (1991); d) criterio 3 – secondo Moon et al (2006).

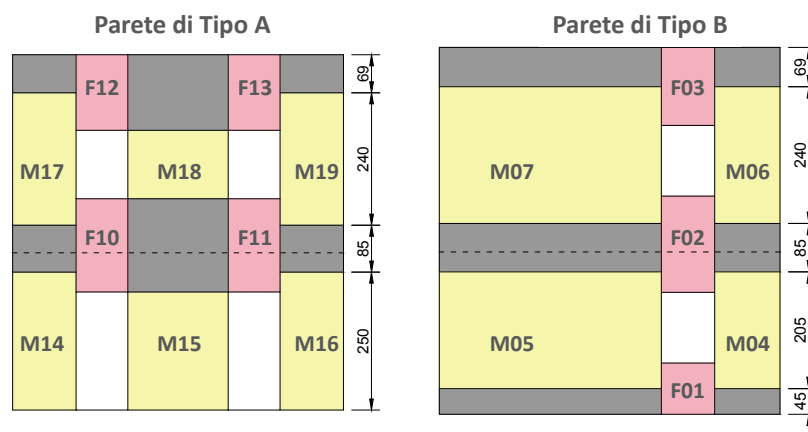
Data la regolarità della disposizione delle aperture del caso in esame, la larghezza delle fasce è assunta pari alla porzione di muratura compresa tra due aperture allineate verticalmente. Si osservi come i diversi criteri conducano a differenze non trascurabili, in particolare per la parete B, nella definizione della geometria dei maschi e, conseguentemente, nell'estensione dei nodi

rigidi, influenzando così la deformabilità finale della parete considerata, oltre che la risposta in campo non lineare.

Nella seguente tabella sono riportati l'altezza efficace h_{eff} degli elementi maschio e il corrispondente rapporto di snellezza λ , al variare delle quattro idealizzazioni in telaio equivalente precedentemente introdotte.

Tabella B.2 – Altezza efficace (h_{eff}) e snellezza (λ) ottenute per i maschi delle pareti A e B al variare dei quattro criteri considerati.

			Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3		Criterio 4	
					Pos	Neg	Pos	Neg
Par. A	M14	h_{eff} [m]	2.50	2.53	2.85	2.14	2.14	2.14
		λ [-]	2.17	2.2	2.48	1.86	1.86	1.86
	M15	h_{eff} [m]	2.14	2.34	2.14	2.14	2.14	2.14
		λ [-]	1.18	2.03	1.18	1.18	1.18	1.18
	M16	h_{eff} [m]	2.50	2.53	2.14	2.85	2.14	2.14
		λ [-]	2.17	2.20	1.86	2.47	1.86	1.86
	M17	h_{eff} [m]	2.40	2.24	2.61	2.22	1.24	2.22
		λ [-]	2.09	1.95	2.27	1.93	1.86	1.93
	M18	h_{eff} [m]	1.24	2.39	1.24	1.24	1.24	1.24
		λ [-]	0.68	1.31	0.68	0.68	0.68	0.68
	M19	h_{eff} [m]	2.40	2.24	2.22	2.61	2.22	1.24
		λ [-]	2.09	1.94	1.93	2.27	1.93	1.08
Par. B	M04	h_{eff} [m]	2.05	2.09	1.95	2.14	1.24	2.14
		λ [-]	1.78	1.82	1.70	1.86	1.08	1.86
	M05	h_{eff} [m]	2.05	2.56	2.14	1.95	2.14	1.24
		λ [-]	0.52	0.65	0.55	0.50	0.55	0.32
	M06	h_{eff} [m]	2.40	2.24	2.61	2.22	1.24	2.22
		λ [-]	2.09	1.95	2.27	1.93	1.08	1.93
	M07	h_{eff} [m]	2.40	3.05	2.22	2.61	2.22	1.24
		λ [-]	0.61	0.78	0.57	0.68	0.57	0.32



B.4 RISULTATI

Curve pushover globali e SRPs associati alle bilineari equivalenti

Nelle seguenti figure sono riportati i risultati in termini di curve *pushover* globali (relative cioè allo schema tridimensionale dell'edificio) ottenute con i diversi modelli numerici per forze agenti nella direzione delle pareti A e B, considerando sia il verso positivo che negativo dell'analisi. Si osserva come la scelta della geometria per gli elementi strutturali influenzi la risposta globale ottenuta, producendo differenze in termini di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento.

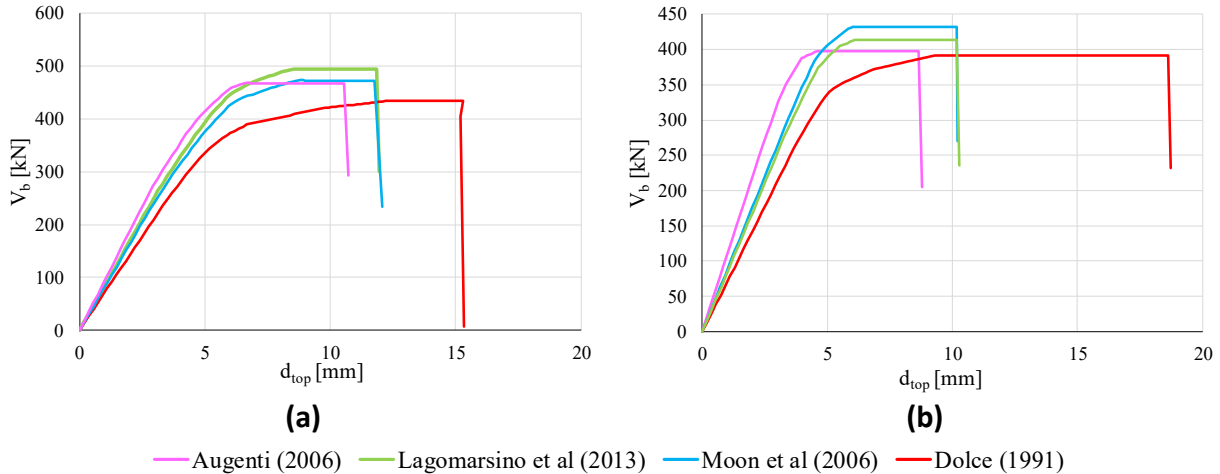


Figura B.3 - Analisi nel verso positivo (a) e negativo (b): curve *pushover* globali al variare dei quattro criteri considerati per la idealizzazione in telaio equivalente.

In Figura B.4 sono riportati i risultati in termini di variazioni percentuali degli SRPs “a parità di *software*”, ossia valutato rispetto al risultato ottenuto con il *software* adottato applicando il criterio 1.

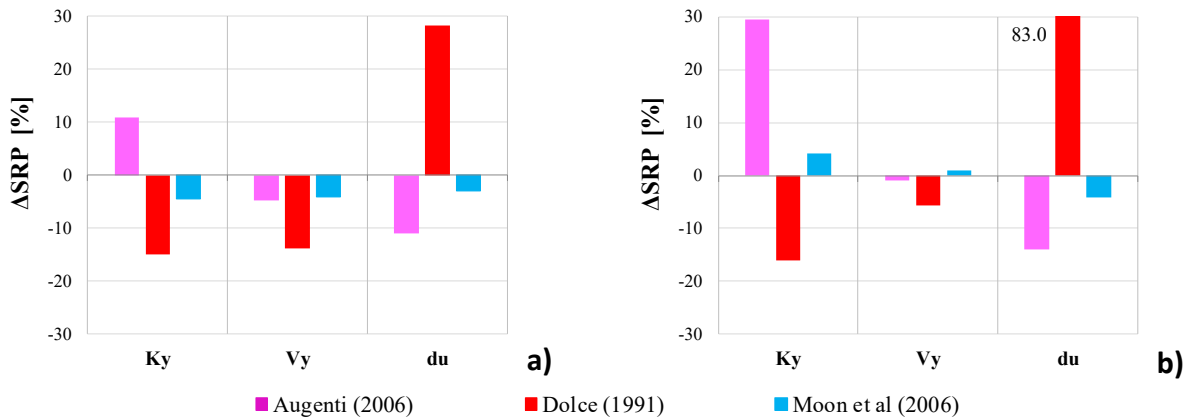


Figura B.4 - Scarto degli SRPs associati alle curve bilineari equivalenti (K_y , V_y , d_u) rispetto al risultato ottenuto con il *software* adottato mediante criterio 1 - analisi statiche nonlineari in verso positivo (a) e negativo (b).

In Figura B.5, invece, sono riportati gli scarti degli SRPs rispetto alla “soluzione del Gruppo 1”, considerando in particolare i risultati derivanti dall'analisi nel verso positivo.

I risultati presentati in Figura B.4 e B.5 confermano come la dispersione sui parametri chiave associati alla risposta sismica della struttura è non trascurabile, specialmente in termini di

rigidezza e spostamento ultimo. Dall’osservazione di quanto riportato in Figura B.3, e considerando in particolare, ad esempio, l’analisi in verso negativo, si osserva che il criterio proposto da Augenti (2006) tende a predire una rigidezza che è tanto più alta di quella del modello adottato a riferimento secondo il criterio di idealizzazione 1 (scarto pari a circa il 30%); questo può essere spiegato considerando che questa regola conduce in generale alla formazione di maschi particolarmente tozzi e, conseguentemente, nodi rigidi piuttosto estesi, soprattutto nel caso della Parete B.

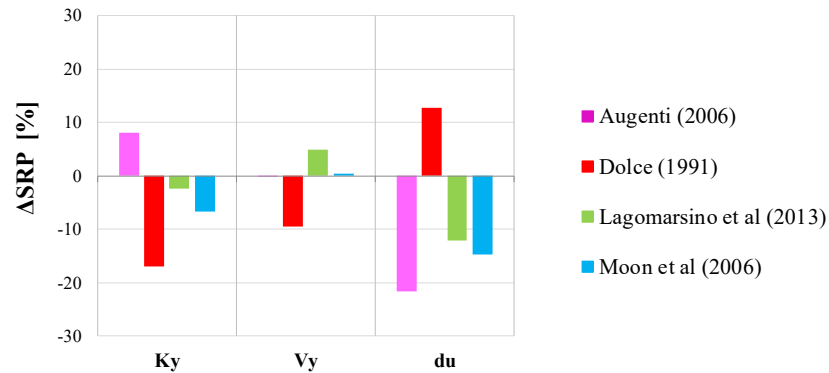


Figura B.5– Scarto rispetto alla “stima del Gruppo 1” degli SRPs associati alle curve bilineari equivalenti (K_y , V_y e d_u); analisi statiche nonlineari nel verso positivo.

Riguardo alle variazioni sulla rigidezza si osserva quanto segue. Quando si considera l’analisi nel verso positivo, siccome i grandi maschi murari presenti nella Parete B (M05 ed M07) sono caratterizzati da una maggiore altezza efficace, i nodi rigidi introdotti nel modello hanno una minore estensione. D’altra parte, il criterio proposto da Dolce (1991) conduce in generale a maschi piuttosto snelli (altezze efficaci maggiori, vedi Tabella B.2) e quindi anche ad una maggiore deformabilità delle pareti considerate, considerando entrambe i versi dell’analisi.

Per quanto riguarda la capacità di spostamento, il modello che adotta l’idealizzazione in telaio secondo Augenti (2006) porta in generale a stime inferiori rispetto a quelle ottenibili con l’adozione del criterio 1, mentre l’opposto accade per il modello a telaio secondo Dolce (1991), dove si osserva una capacità di spostamento maggiore di quella osservata nel modello a telaio secondo Lagomarsino et al (2013) per entrambi i versi dell’analisi. Questo può essere spiegato tenendo conto del fatto che la regola secondo Augenti (2006) tende a produrre maschi piuttosto tozzi, che sono caratterizzati da una capacità di spostamento minore rispetto a quelli più snelli definiti in base al criterio di Dolce (1991). Ciò è motivato dal fatto che la rottura dei pannelli murari è governata dal raggiungimento di fissati valori di drift, così che minore è l’altezza efficace del pannello minore è la sua capacità di spostamento. Inoltre, mentre i pannelli piuttosto snelli sono generalmente interessati da rotture per pressoflessione, i pannelli più tozzi tendono a rompersi maggiormente per taglio, che è associato a inferiori soglie di drift (comportamento più fragile). Passando ai risultati forniti dal modello secondo Moon et al (2006), si osserva una differenza minore rispetto alla soluzione ottenuta adottando il criterio di idealizzazione 1 per entrambi i versi di analisi (dispersione sui SRPs inferiore al 10%); in questo caso, infatti, la geometria degli elementi strutturali è maggiormente simile a quella adottata nel modello a telaio secondo Lagomarsino et al (2013), sia nel caso della Parete A che nel caso della Parete B.

In Figura B.6 e B.7 sono illustrati i risultati in termini di curve *pushover* relative alle singole pareti. Si osserva come le diverse scelte sulla idealizzazione in telaio equivalente influenzino principalmente i risultati della Parete B. La risposta di questa parete è infatti governata dal

maschio M05 che è caratterizzato da geometrie molto diverse a seconda del criterio applicato per la definizione dell'altezza efficace, specialmente nell'analisi in verso negativo (Figura B.2); tale maschio gioca un ruolo dominante anche sull'intera struttura, sopportando una frazione significativa del taglio di base complessivo della struttura.

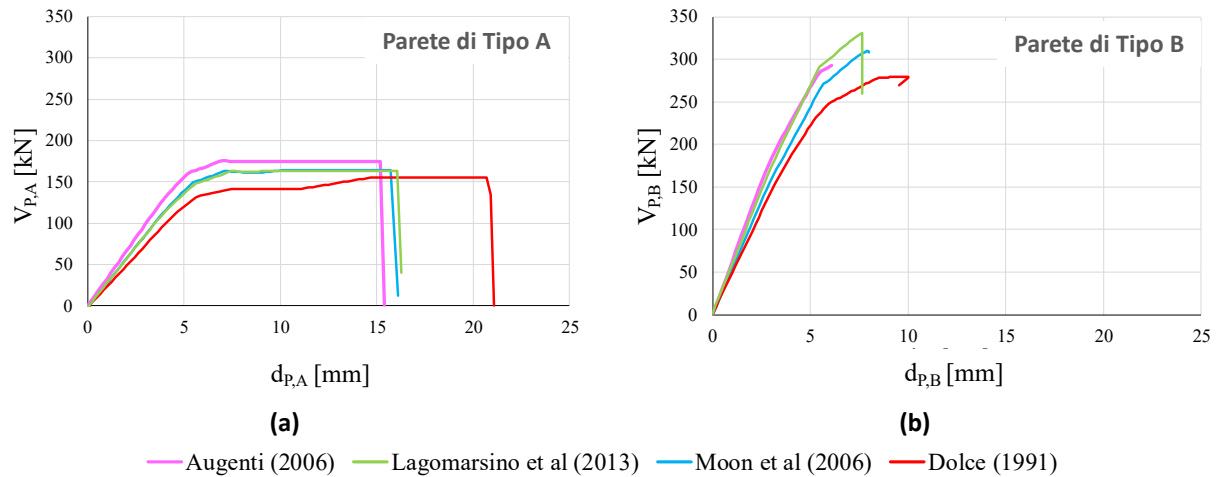


Figura B.6– Analisi in verso positivo: curve pushover delle Pareti A (a) e B (b) al variare dei quattro criteri di idealizzazione in telaio equivalente.

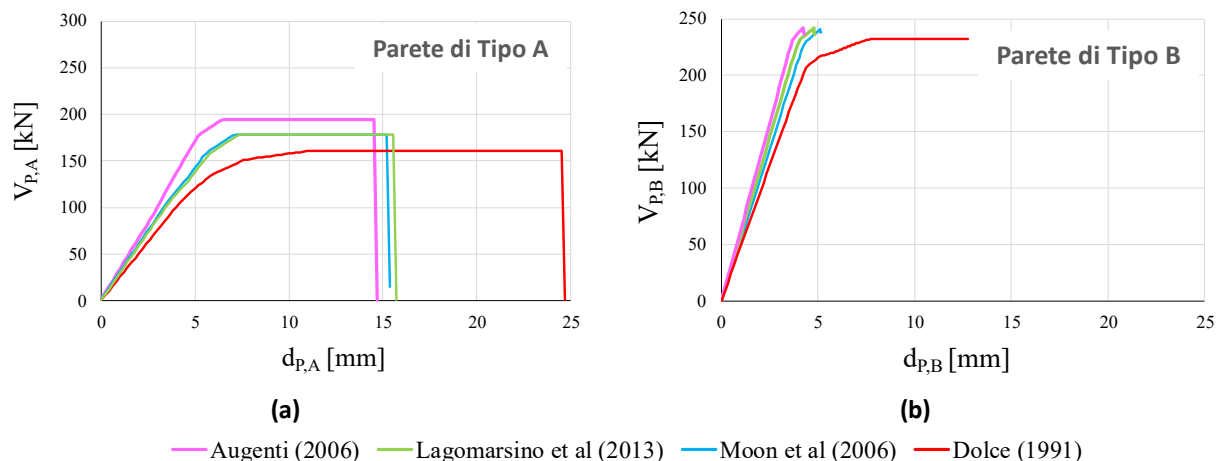


Figura B.7– Analisi in verso negativo: curve pushover delle Pareti A (a) e B (b) al variare dei quattro criteri di idealizzazione in telaio equivalente.

Confronto in termini di predizione del danno

Le diverse altezze efficaci assunte per gli elementi maschio influenzano anche la modalità di danno stimata dal software.

In Figura B.8 è illustrato il quadro di danno corrispondente allo spostamento ultimo (in corrispondenza del decadimento del taglio di base del 20% rispetto al valore massimo). A titolo di esempio, i risultati si riferiscono all'analisi con verso negativo, per la quale sono state riscontrate le differenze più significative.

Per entrambe le pareti, la modalità di rottura predominante nei maschi è quella per pressoflessione. Il risultato è giustificato dal modesto livello di compressione cui sono soggetti tali elementi strutturali. Inoltre, in tutte le alternative di modellazione le fasce risultano in fase elastica, condizione favorita dalla presenza dei cordoli di piano accoppiati. In quasi tutti i casi il raggiungimento dello spostamento ultimo corrisponde all'attivazione della condizione ultima (drift limite) nei maschi del piano terra della parete A; fa eccezione il modello elaborato secondo

il criterio di Moon et al (2006), nel quale il raggiungimento della condizione ultima è governato dalla rottura del maschio M05 nella Parete B.

Le differenze più significative sulle modalità di danno predette riguardano l'elemento M05. In particolare, nel caso dell'applicazione dei criteri 1 e 2 l'elemento M05 presenta una rottura a pressoflessione, nel caso dell'applicazione del criterio 3 si verifica una rottura per taglio mentre nel caso dell'applicazione del criterio 4 è ancora in fase elastica.

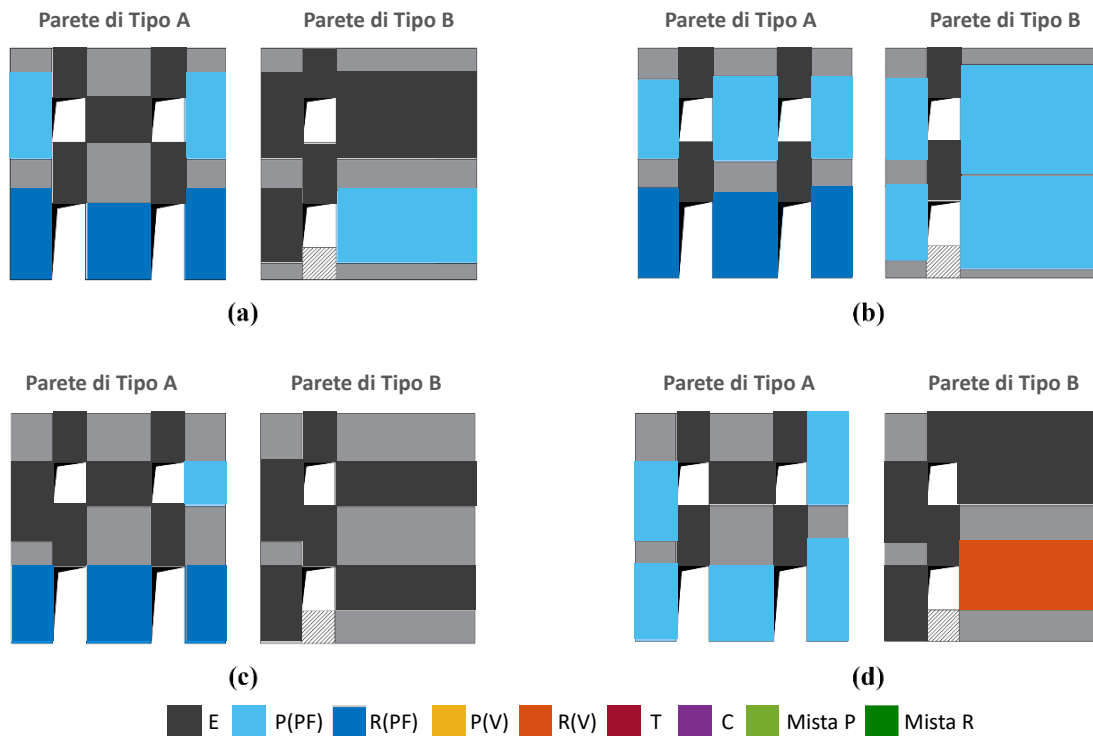


Figura B.8– Quadro del danno delle pareti A e B alla fine dell'analisi *pushover* (verso negativo). Modelli a telaio secondo l'idealizzazione di: a) criterio 1- Lagomarsino et al (2013); (b) criterio 1 - Dolce (1991); (c) criterio 4 -Augenti (2006); (d) criterio 3 - Moon et al (2006). Legenda dei meccanismi di rottura: E: Elastico; F-p: Plastico a pressoflessione; F-c: Rotto a pressoflessione; DC-p: Plastico per taglio diagonale; DC-c: Collasso per taglio diagonale; T: Elemento in trazione; C-c: Danno per compressione.

Tale differenza può essere spiegata considerando quanto segue:

- i) cambiando la geometria del maschio il suo dominio di resistenza cambia;
- ii) l'intervallo di variazione dello sforzo normale agente nell'elemento M05 ricade nella porzione del dominio di resistenza prossima all'intersezione tra il criterio di resistenza per taglio e quello per pressoflessione. Per questo motivo, piccole variazioni nel valore del carico assiale risultanti dai diversi modelli possono produrre diverse modalità di collasso.

Al fine di approfondire questi aspetti, nella Figura B.9 sono rappresentati i domini di resistenza del maschio M05 al variare dei quattro criteri considerati.

Per la costruzione del dominio associato alla rottura per pressoflessione è considerata convenzionalmente la condizione incastro-incastro; più precisamente, nell'analisi del caso C (fasce accoppiate a cordoli di piano), lo schema di vincolo sarà intermedio tra questa e quella di mensola.

Si precisa come il solo dominio associato alla modalità per pressoflessione (F) vari al variare dei quattro criteri, in ragione della diversa altezza efficace del maschio (e quindi luce libera di

inflessione considerata nella conversione dal momento al taglio). Al contrario le predizioni del criterio associato alla rottura per taglio diagonale (DC) sono coincidenti. In questo caso infatti la geometria dell'elemento entra in gioco tramite il coefficiente legato alla snellezza del pannello (coefficiente b). Siccome in questo caso, nonostante le variazioni nella sua altezza, la snellezza del pannello rimane sempre al di sotto di 1, il valore associato al coefficiente b è sempre lo stesso e pari al valore unitario.

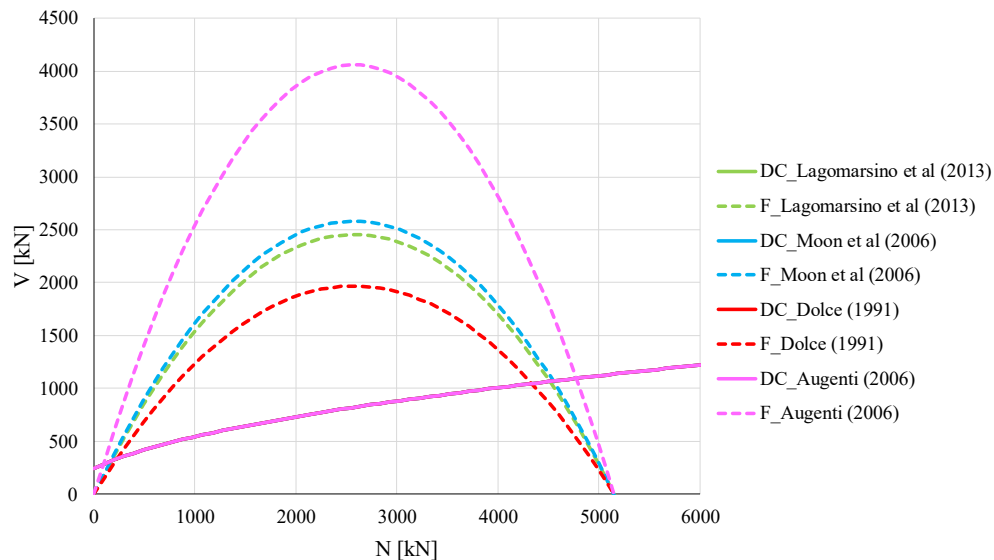


Figura B.9– Dominio di resistenza dell'elemento M05 al variare delle quattro altezze efficaci attribuite all'elemento (per i criteri 3 e 4 l'altezza efficace si riferisce alla idealizzazione delle analisi nel verso negativo). F: rottura per pressoflessione; DC: rottura per taglio diagonale. Le curve associate al taglio diagonale sono coincidenti.

In Figura B.10 è rappresentato tramite linee verticali l'intervallo di variazione dello sforzo assiale agente sull'elemento M05 durante l'analisi. I risultati si riferiscono alle analisi con verso negativo, nelle quali tale maschio è soggetto ad una progressiva riduzione della forza normale partendo dal carico assiale dovuto all'applicazione dei carichi verticali (N_{dl}) fino ad arrivare al valore minimo N_{min} . In Figura B.10, il criterio di rottura per taglio diagonale (DC) è rappresentato con linea continua mentre quelli per pressoflessione con linea tratto-punto.

Poichè le condizioni di vincolo che caratterizzano i maschi nel modello non sono del tutto equivalenti a quelle di perfetto incastro-incastro (essendo il cordolo dotato di rigidità finita), è utile rilevare che l'effettiva resistenza a pressoflessione è leggermente inferiore rispetto a quella derivante dal dominio di resistenza rappresentato in Figura B.10.

E' possibile osservare che, a causa della variazione del dominio a pressoflessione conseguente alle diverse altezze efficaci congiuntamente alla variazione di sforzo normale, diverse modalità di rottura possono attivarsi nel maschio M05.

In particolare:

- nel caso del criterio 2, che porta alla soluzione associata a snellezza maggiore dell'elemento M05, la resistenza a pressoflessione associata al carico assiale agente risulta essere minore rispetto alla corrispondente resistenza a taglio;
- nei modelli risultanti dall'applicazione dei criteri 1 e 3, le predizioni in termini di resistenza a pressoflessione per i valori di carico assiale esaminati sono sostanzialmente simili, anche se leggermente superiori nel caso del criterio 3 (caso in cui anche il livello di compressione agente sull'elemento è leggermente superiore). A ciò si aggiunge il

fatto che, come sopra menzionato, la resistenza a pressoflessione indicata in Figura 14 è probabilmente una sovrastima di quella effettiva e il fatto che il carico assiale di interesse ricade proprio nella regione del dominio in cui le predizioni di resistenza a taglio e a pressoflessione sono molto vicine. Questo spiega poiché nel caso del criterio 3 si attivi una rottura a taglio, mentre nel caso 1 una rottura a pressoflessione con modestissime variazioni invece in termini di taglio sopportato dall'elemento.

- nel modello coerente con il criterio 4 la resistenza a pressoflessione è più alta (questo criterio infatti conduce a un maschio particolarmente tozzo). Essendo più rigido richiama su di sé anche una quota maggiore di sforzo normale dopo l'applicazione dei carichi a peso proprio in ragione dell'effetto flangia. Questo può spiegare perché esso è ancora in fase elastica alla fine dell'analisi.

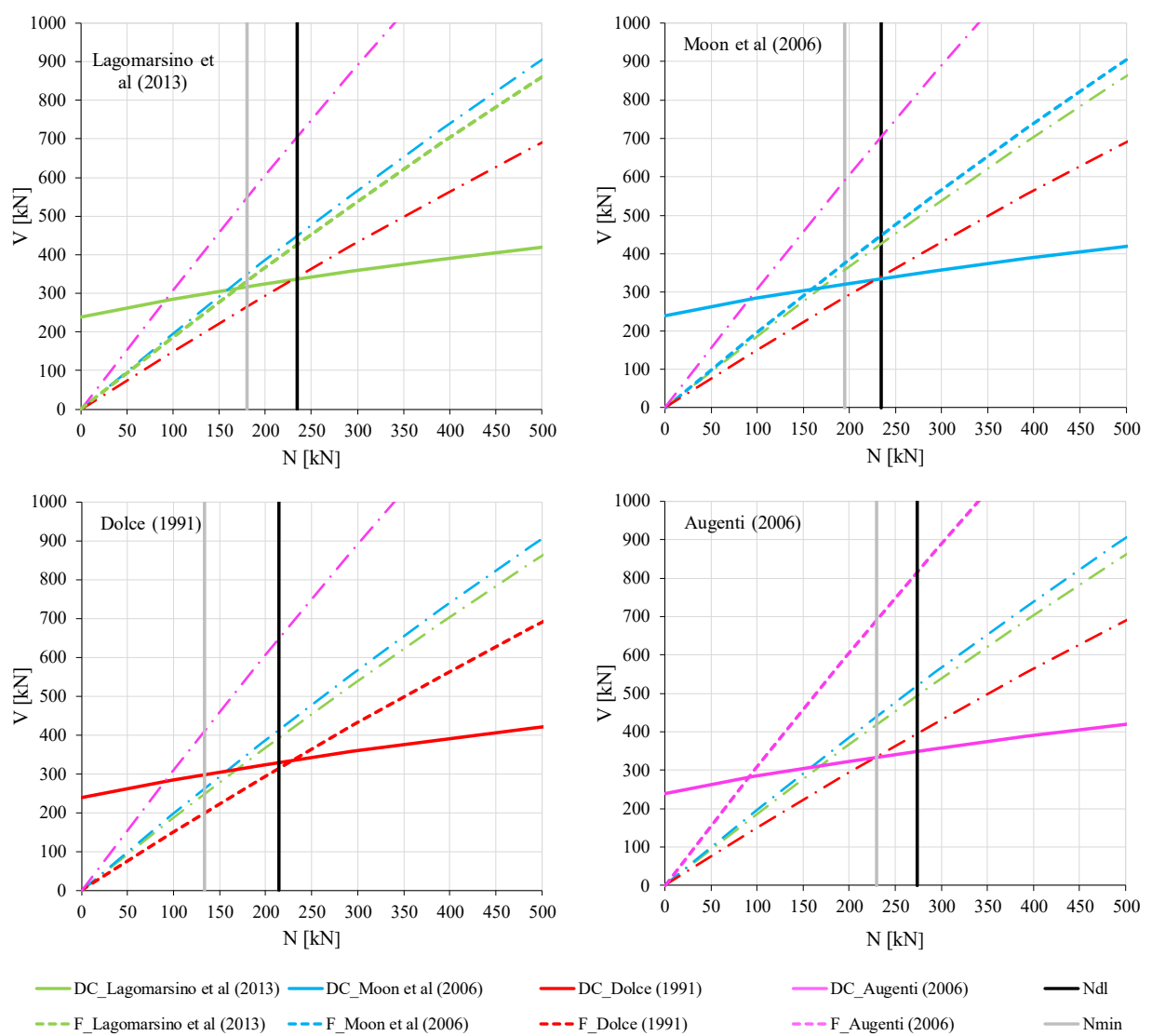


Figura B.10 – Dominio di resistenza del maschio M05 al variare delle quattro altezze efficaci attribuite all'elemento; le linee verticali rappresentano l'intervallo di variazione del carico assiale cui è soggetto l'elemento durante l'analisi (N_{dl} = carico assiale dovuto ai carichi verticali; N_{min} : carico assiale minimo agente sul maschio durante l'analisi).

BIBLIOGRAFIA

- Augenti N (2006) Seismic behavior of irregular masonry walls. *Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland.
- Augenti N, Romano A (2008) Assessment of irregular masonry walls, *Proceedings of 6th International Conference on structural analysis of historic construction*, 2-4 July, Bath, UK.
- Augenti N, Parisi F (2010) Learning from Construction Failures due to the 2009 L'Aquila, Italy, Earthquake, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 24(6), pp: 536–555.
- Dolce M (1991) Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche, *L'industria delle costruzioni*, 25 (242), pp. 44-57.
- 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, pp: 1787-1799.
- Marques R, Lourenço PB (2011) Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry buildings, *Computers & Structures*, 89, pp: 2079-2091.
- MIT (2009) Ministry of Infrastructures and Transportation Circ. C.S.LI.Pp. No. 617 of 2/2/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008," Cons. Sup. LLPP. S.O. n.27 alla G.U. del 26.02.2009, No. 47.
- Moon FL, Yi T, Leon RT, Kahn LF (2006) Recommendations for Seismic Evaluation and Retrofit of Low-Rise URM Structures, *Journal of Structural Engineering*, 132 (5), pp: 663-672.
- NTC08 (2008) Decreto ministeriale 14/1/2008: norme tecniche delle costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti, S.O. No. 30 alla G.U. No. 29 del 4/2/2008, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Rome, Italy (in Italian).
- NZSEE (2015) Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes - Section 10 Revision. Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Buildings. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Corrigendum n° 4, 9 April 2015, Russell.
- Yi T, Moon FL, Leon RT, Kahn LF (2006) Lateral load tests on a two-story unreinforced Masonry building, *Journal of Structural Engineering*, 132, pp: 643–652.

SCHEDA DI APPROFONDIMENTO C

CONTRIBUTO A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO DEI PANNELLI MURARI

OBIETTIVO	Studiare la sensibilità sulla risposta globale di edifici in muratura ordinaria analizzata tramite analisi statica nonlineare considerando o meno il contributo a pressoflessione fuori piano dei pannelli murari
CASO STUDIO	Struttura benchmark n°5 – struttura 3D rappresentativa di un edificio complesso ispirato ad uno reale nella Configurazione C (fasce accoppiate a cordoli in ca)
SOFTWARE	A telaio equivalente – con plasticità concentrata

C.1 OBIETTIVO DELL'APPROFONDIMENTO E CRITERI ADOTTATI PER IL CONFRONTO DEI RISULTATI

Negli edifici in muratura le azioni inerziali indotte dalle accelerazioni sismiche generano delle sollecitazioni sulle pareti murarie che sono suddivise convenzionalmente in due categorie:

- sollecitazioni agenti nel loro piano medio, se le pareti sono orientate nella direzione di applicazione del carico;
- sollecitazioni perpendicolari al loro piano medio, se le pareti sono orientate in direzione ortogonale rispetto alla direzione di applicazione del carico.

La prima categoria, nell'ambito della modellazione a telaio equivalente, è quella che si rifà all'interpretazione della risposta dei pannelli murari attraverso opportuni criteri di resistenza che assumono il raggiungimento del massimo taglio sopportabile nel pannello quando in un punto o in sezioni significative sono raggiunte le resistenze limite del materiale (a compressione o taglio) (come approfondito attraverso l'analisi della struttura benchmark n.1 e poi ripreso nelle **Schede di approfondimento A – Calibrazione dei parametri meccanici** e **G– Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico**). La risultante del contributo all'equilibrio globale offerto dai singoli pannelli fornisce il taglio alla base complessivo risultato dell'analisi statica nonlineare a partire dal quale è poi finalizzata la verifica dell'edificio nei riguardi della cosiddetta "risposta globale".

La seconda categoria è invece generalmente ricondotta all'attivazione dei cosiddetti "meccanismi locali" per i quali il collasso della porzione muraria coinvolta avviene per perdita di equilibrio (come ad esempio illustrato in Figura 1).

La verifica esaustiva completa di un edificio esistente in muratura implica di valutare la sicurezza sismica della struttura nei riguardi di entrambi i comportamenti (risposta globale e attivazione di tutti i possibili meccanismi locali). L'approccio più comune nell'ambito della modellazione a telaio equivalente è quello di analizzare separatamente i due tipi di risposte.



Figura 1 – Esempio di meccanismo “locale” tratto dal terremoto de l’Aquila 2009 associato alla risposta delle pareti murarie per azioni prevalenti perpendicolari al loro piano medio (a) attivazione e rotazione visibile alla base del blocco; b) completo collasso della porzione muraria

Evidentemente anche un pannello di tipo maschio sollecitato perpendicolarmente al suo piano medio fornisce un contributo all’equilibrio del taglio di base in direzione ortogonale, che può essere più o meno significativo in relazione alla sua geometria e resistenza come più diffusamente chiarito al C.3. Tipicamente questo contributo è interpretato secondo una modalità di danno di pressoflessione fuori piano, in cui il calcolo della massima capacità offerta è messa usualmente in relazione al superamento della resistenza a compressione nella parte compressa della sezione più sollecitata. Al riguardo – e come ripreso al C.2 – le proposte di letteratura sono piuttosto limitate. È possibile quindi o meno tenere conto di questo contributo anche nell’analisi della risposta globale.

Oggetto della presente scheda di approfondimento è valutare la sensibilità della curva di taglio di base globale – e quindi la sensibilità della risposta globale – quando si tenga conto o meno di tale contributo. La scheda quindi **NON** tratta dei “meccanismi locali”.

Non tutti i software commerciali consentono di considerare esplicitamente il contributo della risposta a pressoflessione fuori piano dei pannelli murari nella valutazione della curva di taglio di base. Inoltre, quando ne consentano la modellazione, gli approcci usualmente adottati prevedono di includerne gli effetti:

- solo in termini di rigidità;
- sia in termini di rigidità che di resistenza.

In questo secondo caso il legame costitutivo può poi prevedere o meno un controllo sulla condizione di collasso in termini di drift ultimo.

I software che prevedono la possibilità di attivazione della risposta a pressoflessione fuori piano dei pannelli sono dotati di impostazioni interne che permettono di considerare o escludere tale contributo. Più comunemente è impostata come default l’opzione in cui tale risposta è tenuta in conto. Tipicamente nei software “*general purpose*” in cui l’utente implementa la soluzione a telaio equivalente il non considerare tale contributo presuppone l’inserimento di opportuni rilasci (*beam end release*) flessionali.

Il considerare o meno il contributo fuori piano è tuttavia precisa scelta e responsabilità dell'utente, che ne deve essere quindi consapevole (sia di come possa essere o meno attivata nonché delle potenziali ripercussioni sulla risposta globale).

È opportuno infine precisare che la risposta a pressoflessione fuori dal piano non è disaccoppiata dalla modalità con cui è simulato l'accoppiamento di pareti incidenti. Come discusso più approfonditamente nella **Scheda di approfondimento D - Ruolo delle modalità adottate nei modelli a telaio equivalente per gestire l'accoppiamento di pareti incidenti** tale accoppiamento è funzione in primo luogo della qualità dell'ammorsamento tra le pareti. Quando esso sia efficace si realizza il cosiddetto "effetto flangia", ossia la possibilità di redistribuzione delle azioni (in particolare di carico assiale) tra pannelli murari incidenti; la porzione di pannello murario collaborante è funzione dell'efficacia dell'ammorsamento.

La risposta a pressoflessione fuori dal piano è influenzata dallo sforzo normale agente sul pannello e quindi dalle modalità tramite cui si ridistribuiscono le azioni tra le pareti. Ecco perché i due fenomeni non possono essere trattati in maniera disaccoppiata e la quantificazione dell'effetto del contributo a pressoflessione fuori piano è condizionata anche dalle scelte operate sul grado di ammorsamento tra le pareti.

A titolo di esempio, nella scheda è quantificata l'incidenza del contributo offerto dalla risposta a pressoflessione fuori piano dei pannelli murari sulla Struttura benchmark n°5 – Edificio reale (ispirato alla geometria della Scuola di Visso) nella Configurazione C (fasce accoppiate a cordoli in ca).

Le curve pushover ottenute dall'esecuzione delle analisi statiche nonlineari secondo due distribuzioni di forze, con e senza contributo a pressoflessione fuori piano, sono confrontate tra loro al variare di due ipotesi sull'accoppiamento delle pareti incidenti, ossia considerando una condizione di "perfetto" e "scarso" ammorsamento secondo quanto chiarito nella **Scheda di approfondimento D**.

C.2 CRITERI ADOTTATI PER LA MODELLAZIONE DEL CONTRIBUTO A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

Nel seguito sono illustrati i criteri adottati ai fini del presente approfondimento per la valutazione del contributo a pressoflessione fuori piano dei pannelli in termini di rigidità, resistenza e capacità di spostamento (o drift) ultima. In generale, le indicazioni contenute nei documenti normativi sono piuttosto limitate; alcune sono contenute nel § 7.8.2.2.3 del D.M. 14.01.2018 che richiama a sua volta, l'espressione [7.8.2] del § 7.8.2.2.1 relativa alla pressoflessione nel piano; nel seguito queste indicazioni sono in massima parte assunte convenzionalmente a riferimento.

Nei software commerciali a telaio equivalente, quando considerata, la risposta a pressoflessione fuori piano è usualmente modellata con legami costitutivi assimilabili a quelli illustrati in Figura 2, ossia: a) elasto-plastico a duttilità controllata; b) elasto-plastico. Nel caso a) il legame quindi si compone:

- di un primo tratto elastico-lineare legato alla rigidità dell'elemento, considerando il solo contributo flessionale, calcolato secondo la formula (C.2);
- di un secondo tratto in cui il pannello murario, raggiunto il valore massimo del momento resistente, $M_{u, pf}$, secondo l'espressione analitica di (C.4), non ha ulteriori incrementi di

resistenza;

- della definizione della condizione di collasso sancita in termini di soglia di drift ultimo. A seguito del raggiungimento di tale condizione il pannello non è in grado di equilibrare alcuna azione orizzontale.

Nel caso b) non è assegnata alcuna condizione sul collasso e il pannello viene assunto capace di equilibrare indefinitamente il valore del taglio corrispondente al momento resistente limite $M_{u,pf}$.

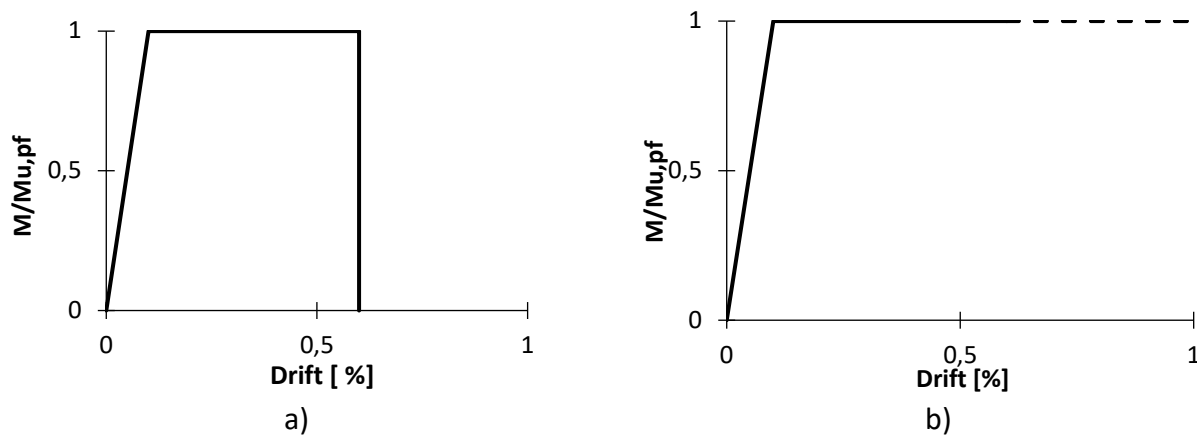


Figura 2 – Modello di capacità momento-drift per maschi murari per crisi a pressoflessione fuori piano

Nel seguito sono illustrati i criteri più comunemente adottati nei software per calcolare le grandezze di cui sopra e che corrispondono a quelli adottati nelle valutazioni discusse al §C.3 e C.4.

In termini di **rigidezza**, il contributo fuori piano può essere valutato secondo l'espressione (C.2):

$$K_{pf} = \left(\frac{h^3}{k_1 k_2 EJ} \right)^{-1} \quad (C.2)$$

Dove:

- K_{pf} è la rigidezza iniziale elastica a flessione fuori piano;
- h è l'altezza deformabile del pannello murario;
- k_1 è un coefficiente funzione della condizione di vincolo (pari a 12 nel caso del doppio incastro e 3 nel caso della mensola);
- k_2 è un coefficiente atto a tenere conto convenzionalmente degli effetti legati al degrado da fessurazione;
- E rappresenta il modulo di Young;
- J è il momento d'inerzia trasversale della sezione.

Dato un generico pannello di lunghezza, l , e spessore, t , il momento d'inerzia J_t trasversale può essere valutato secondo l'espressione (C.3):

$$J_t = \frac{1}{12} l t^3 \quad (C.3)$$

In termini di **resistenza**, analogamente al criterio di resistenza assunto per la pressoflessione nel piano del pannello, è possibile interpretare la risposta assumendo che la capacità resistente massima del pannello si raggiunga in corrispondenza della condizione di schiacciamento della muratura compressa nelle sezioni di estremità (quelle più sollecitate nell'ipotesi di trascurare il

contributo di carichi distribuiti agenti lungo l'elemento).

In accordo a tale interpretazione e adottando a riferimento ad esempio la formula [7.8.2] del D.M. 14.01.2018 il momento ultimo fuori piano di un pannello murario può essere valutato come:

$$M_{u, pf} = t^2 \cdot l \cdot \frac{\sigma_0}{2} \left[1 - \frac{\sigma_0}{(\kappa \cdot f_m)} \right] \quad (C.4)$$

Dove:

- $M_{u, pf}$ è il momento resistente ultimo a pressoflessione fuori piano;
- σ_0 è la tensione di compressione verticale media calcolata sulla sezione interamente reagente dovuta al carico assiale N;
- κ è il coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni nella zona compressa. Nell'ipotesi di diagramma stress block esso è usualmente assunto pari a 0.85 in analogia con il calcestruzzo armato.

L'espressione (C.4) trascura il contributo a trazione della muratura ed il peso proprio dell'elemento.

Riguardo la **capacità di spostamento ultimo** (in termini di deformazione angolare ultima θ_u o "drift"), non sono usualmente proposte indicazioni esplicite nei documenti normativi.

In mancanza di indicazioni precise, alcune software house hanno deciso di assumere per la risposta a pressoflessione fuori piano convenzionalmente gli stessi limiti in termini di drift proposti per la risposta a pressoflessione nel piano.

Nei software "general purpose" tipicamente la soglia di drift limite convenzionale può essere modificato dall'utente, passando anche dal caso a) al caso b).

Nel modello di comportamento di Figura 2a) ad esempio è stata adottata la soglia pari a 0.6%.

In uno dei programmi commerciali che sarà utilizzato nelle analisi discusse in C.4 e C.5 è attribuita una capacità deformativa fuori-piano funzione dello spessore del pannello murario e non del meccanismo di danno attivato in quella direzione. Tale capacità deformativa è assunta convenzionalmente pari ad 1/4 dello spessore del pannello murario.

C.3 IMPLEMENTAZIONE DEI CRITERI NEL CASO DELLA STRUTTURA BENCHMARK n° 5

Per tener conto del meccanismo di pressoflessione fuori piano, ai pannelli murari ad asse verticale della struttura benchmark n° 5, sono stati assegnati i legami costitutivi di Figura 2.

In analogia con le ipotesi assunte dai software impiegati per la stima del taglio limite associato al criterio di pressoflessione complanare, i valori dello sforzo normale utilizzato per determinare il valore del momento ultimo è quello agente nel baricentro geometrico del pannello.

Per capire la potenziale incidenza del taglio offerto dalla risposta a pressoflessione fuori piano, di seguito sono riportati i domini di resistenza a pressoflessione di un generico pannello murario con proprietà meccaniche della muratura uguali a quelle assunte per il calcolo del taglio delle pareti della struttura benchmark n° 5.

Il pannello ha dimensioni geometriche pari a 250 x 250 x 50 cm³ (lunghezza l; altezza H; spessore, t).

Nella Tabella 1 sono indicate le caratteristiche geometriche e le proprietà meccaniche del pannello.

Tabella 1: Dimensioni geometriche del pannello

l [m]	t [m]	H [m]	f_m [kN/m ²]	FC [-]
2.50	0.50	2.50	3200	1.2

In Figura 3 sono riportati i domini di resistenza associata alla risposta a pressoflessione complanare e fuori piano. I grafici si riferiscono al calcolo del momento ultimo M_u della sezione, pertanto non vi è dipendenza dall'altezza H del pannello.

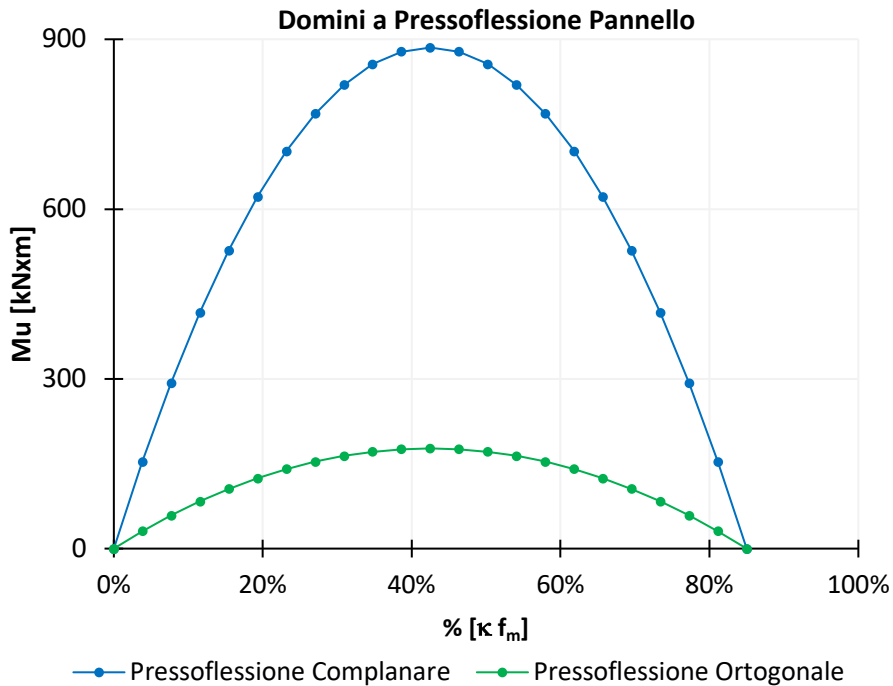


Figura 3 – Dominio di resistenza a pressoflessione complanare ed ortogonale del pannello

In Figura 4 sono riportati i domini di resistenza del pannello al variare dello spessore, t . Come è ovvio, all'aumentare dello spessore cresce più che proporzionalmente la resistenza a momento, essendo il momento ultimo $M_{u,pf}$ proporzionale al quadrato dello spessore (C.4). Si può comunque ritenere che, almeno nei casi usuali di edifici normali, per spessori dei maschi murari disposti "di piatto" inferiori a 0.40 m l'incidenza del fuori piano non sia particolarmente significativa e appare ragionevole poterla trascurare, a favore di sicurezza, dalle analisi statiche non lineari. Per spessori t superiori a 0.40 m il contributo offerto dalla pressoflessione ortogonale, sempre riferendosi ai casi usuali di edifici normali, diventa progressivamente più significativo; trascurarlo potrebbe portare a sottostime del taglio globale di base dell'edificio.

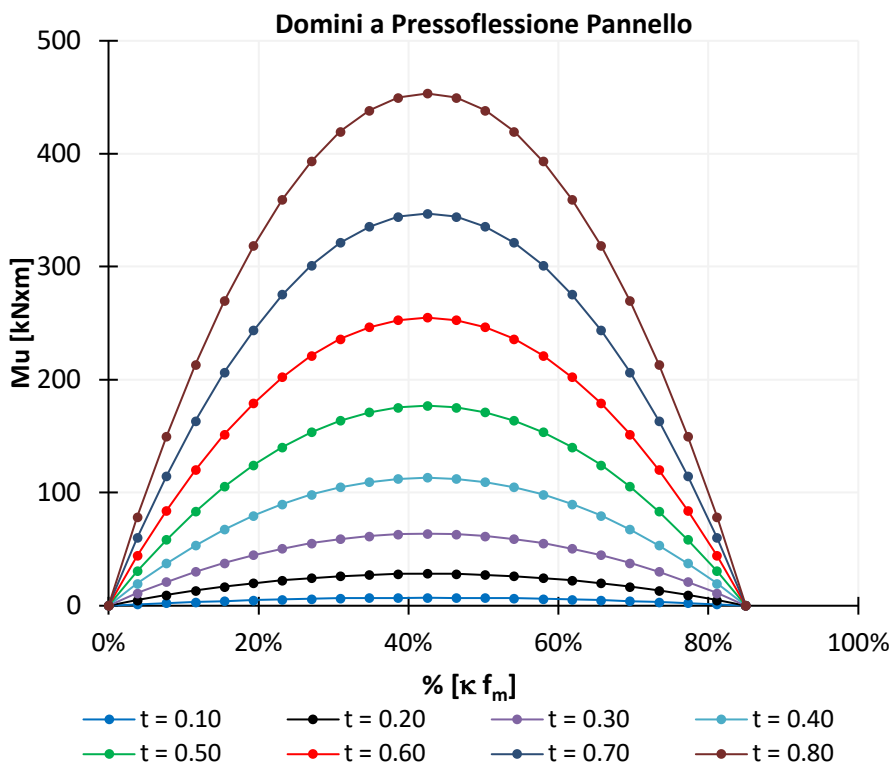


Figura 4 – Dominio di resistenza a pressoflessione ortogonale del pannello al variare dello spessore t

Nel prossimo paragrafo, le ripercussioni offerte dal contributo dei fuori piano dei pannelli murari sulle curve pushover saranno valutate analizzando la risposta non lineare della struttura benchmark n° 5 del report generale – Edificio reale.

L’edificio, di cui si riportano in Figura 5 e Figura 6 le piante del piano rialzato e del piano primo, presenta dei maschi murari con spessori che variano tra 53 cm (setti longitudinali del piano primo) e 70 cm (setti trasversali del piano rialzato). Dalle osservazioni di Figura 4 il contributo a pressoflessione fuori piano dei setti potrebbe incidere sulle curve pushover.

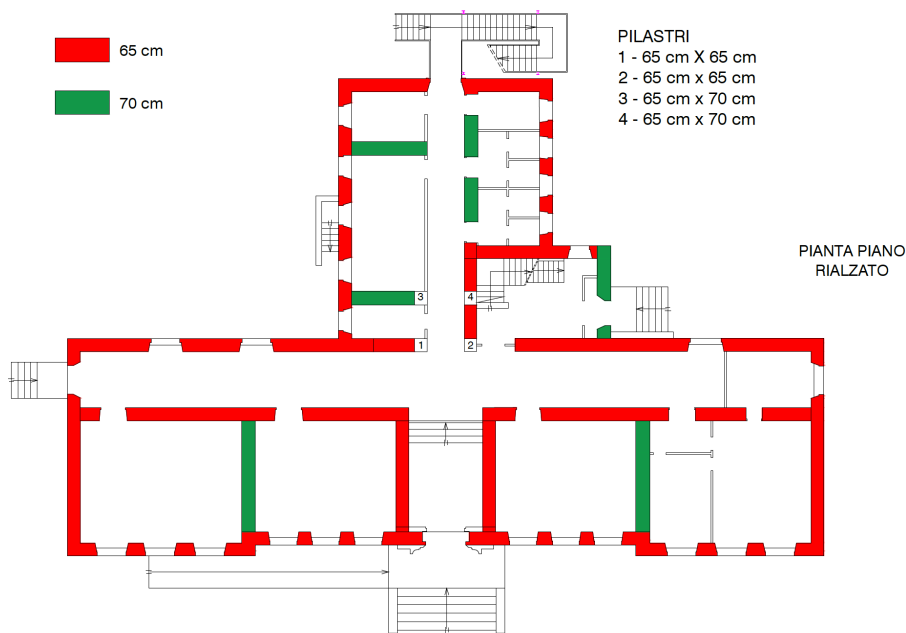


Figura 5 – Pianta struttura benchmark n.5– Piano rialzato

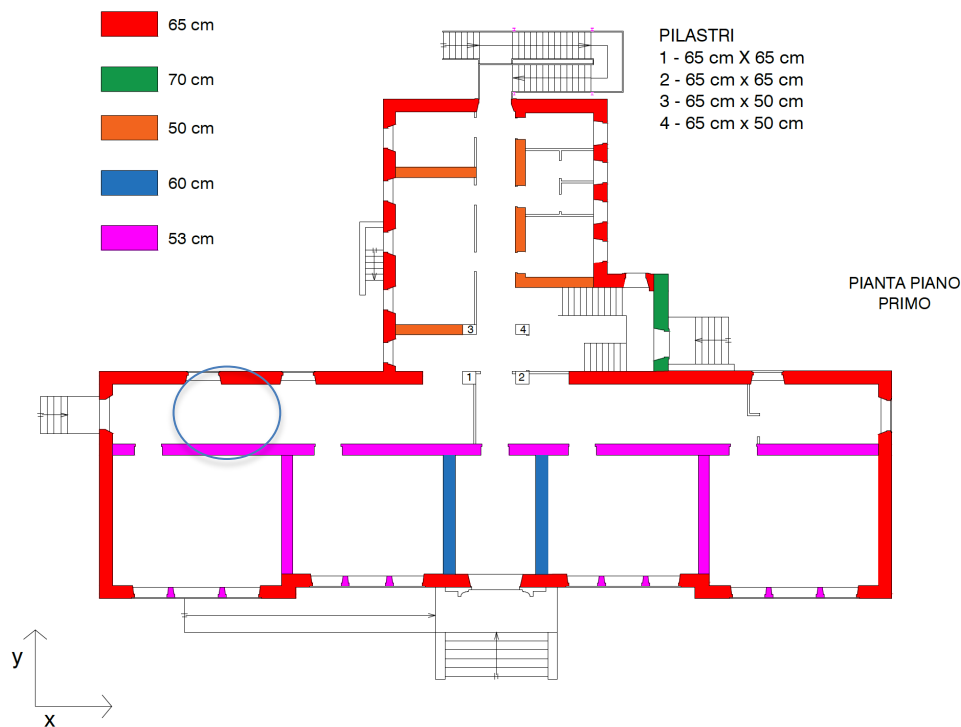


Figura 6 Pianta struttura benchmark n.5– Piano primo

C.4 RISULTATI – EFFETTO SULLE CURVE PUSHOVER – CASO AMMORSAMENTO PERFETTO

I risultati di questa sezione sono stati sviluppati utilizzando alcuni software tra quelli già impiegati per i risultati presentati al §5.7 del documento generale di Linee Guida che permettono di considerare il contributo di pressoflessione fuori piani dei pannelli sia in termini di rigidità che di resistenza. In questo paragrafo è assunta la condizione di “perfetto” ammortamento tra le pareti incidenti.

Si riportano a cascata dapprima solo i risultati della struttura modellata considerando il contributo a pressoflessione fuori piano (Figura 7) e poi riportandoli a confronto di quelli in cui esso è stato trascurato (Figura 9 – questi risultati sono analoghi a quelli già presentati nel documento generale di Linee Guida). Le analisi statiche non lineari sono state condotte considerando due distribuzioni di forze:

- distribuzione di forza pseudo-triangolare, con forze applicate nei nodi proporzionali alle masse di competenza per la relativa quota;
- distribuzione di forza uniforme, con forze applicate dei nodi proporzionali alla massa.

Per le simulazioni numeriche di Figura 7 sono stati utilizzati cinque software commerciali di seguito indicati con: Software_1, Software_2, Software_3, Software_4, Software_5.

Nei confronti di Figura 9 i risultati corrispondenti all’aver tenuto conto del contributo a pressoflessione fuori piano sono contrassegnati col simbolo FP (Fuori Piano) e con linea continua. Una curva descritta ad esempio tramite la sigla *Software_1_FP* indica la curva pushover ottenuta per mezzo del software n°1, considerando il contributo a pressoflessione fuori piano. La curva descritta tramite la sigla *Software_1* indica invece la curva pushover ottenuta per mezzo del software n°1 con riferimento alla configurazione “base” ovvero trascurando il contributo a pressoflessione fuori piano in termini di rigidità e resistenza dei maschi.

MODELLO C – BENCHMARK n° 5 – Edificio 3D reale – PRESENZA DEL FUORI PIANO

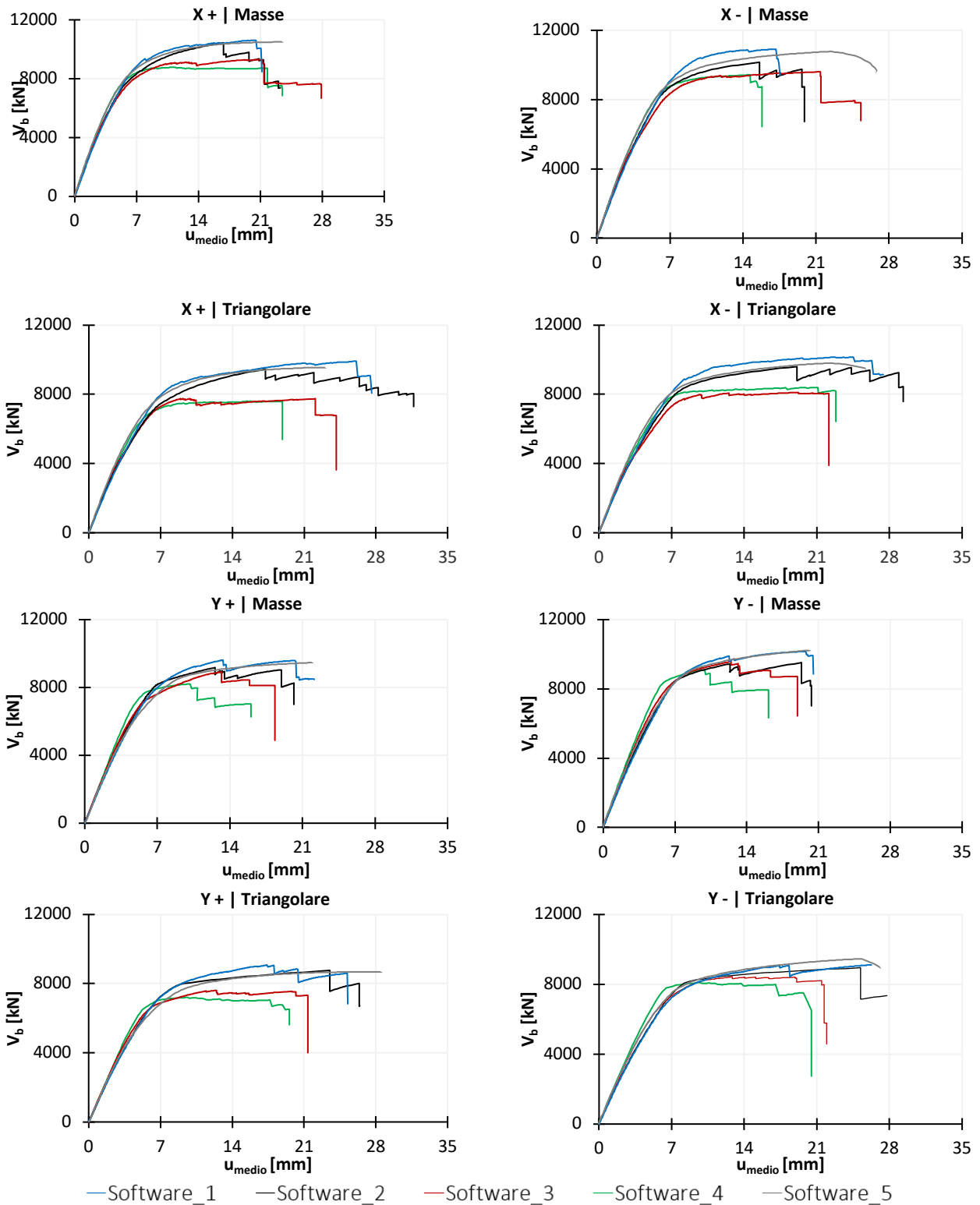


Figura 7 Curve pushover che considerano il contributo di pressoflessione fuori piano dei pannelli

Si riporta di seguito per la distribuzione di forze con andamento uniforme in direzione longitudinale X+ (X+|Uniforme) un dettaglio del solo tratto lineare-elastico in cui si può apprezzare l' incremento di rigidità offerto dalla pressoflessione ortogonale. Prendendo a riferimento le

curve di estremità dell'intervallo di Figura 8 (Software_1 – Software_4_FP) si osserva una differenza in termini percentuali di circa il 10% in più o in meno rispetto al valore medio.

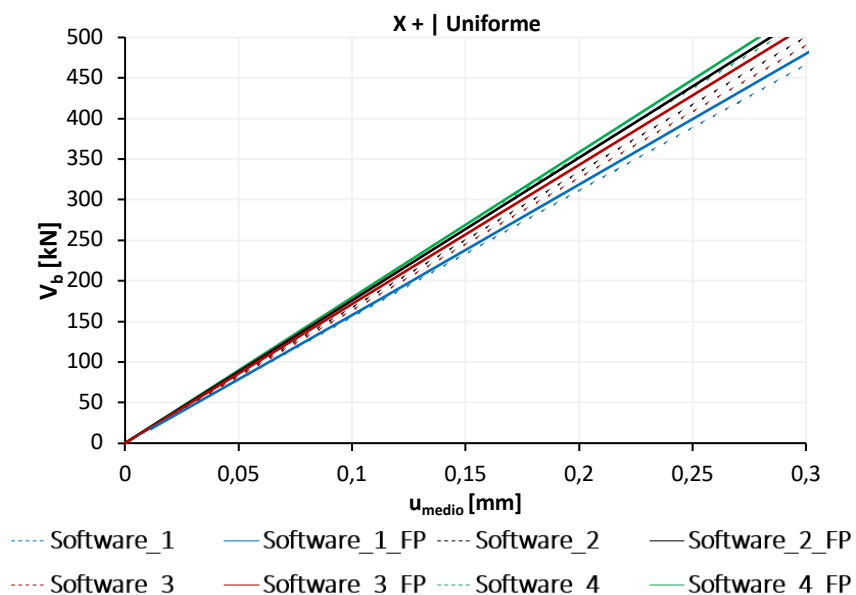


Figura 8 Confronto curve di capacità sull'incremento di rigidità

Dal confronto riportato in Figura 9 si osserva un incremento della resistenza ed in generale anche della capacità deformativa della struttura.

In alcune distribuzioni di forze, X+|Triangolare, Y+|Triangolare e Y-|Triangolare, per uno dei software utilizzati la capacità di spostamento ultima, considerando il contributo a pressoflessione fuori piano, è minore rispetto alla configurazione "base". Ciò è dovuto probabilmente a problemi numerici di convergenza.

MODELLO C – BENCHMARK n° 5 – Edificio 3D reale – CONFRONTI

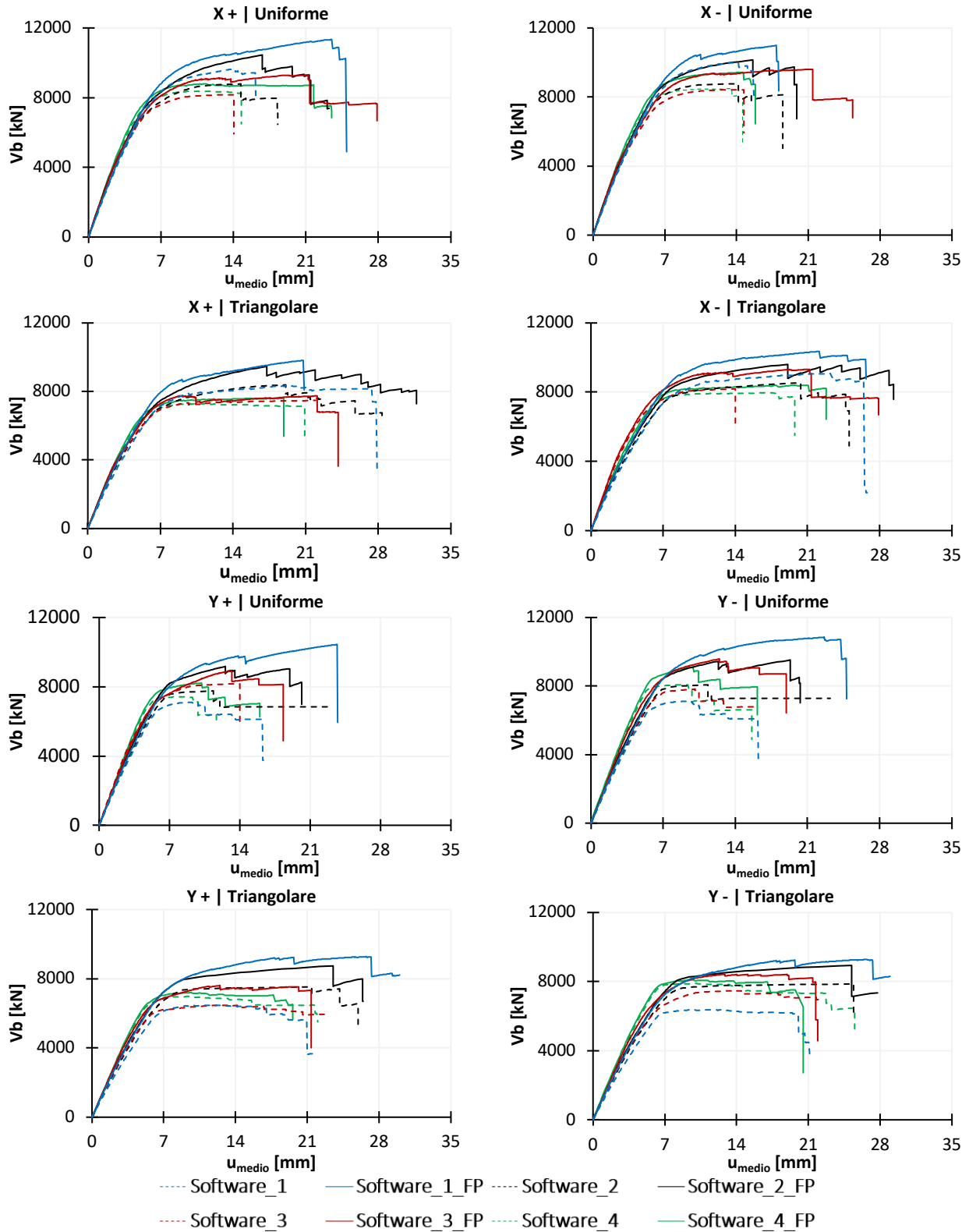
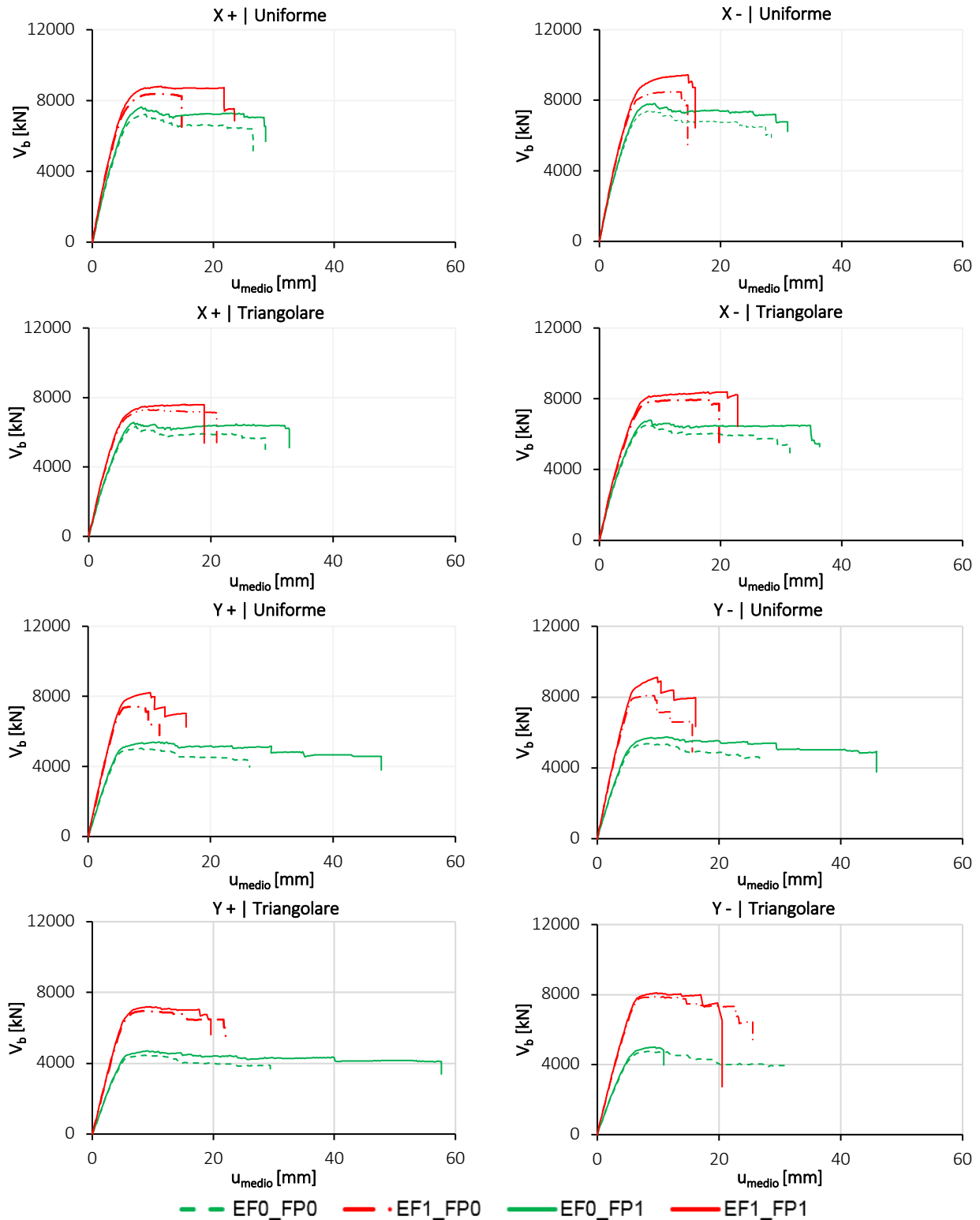


Figura 9 Confronto curve di capacità con e senza il contributo di pressoflessione fuori piano dei pannelli

C.5 RISULTATI – EFFETTO SULLE CURVE PUSHOVER – CASO AMMORSAMENTO SCARSO

In questa sezione per comprendere l'interazione citata tra contributo fuori piano ed "effetto flangia" sono riportati i risultati nell'ipotesi di ammortamento perfetto con contributo fuori piano e senza fuori piano ed ammortamento scarso con contributo fuori piano e senza fuori piano. Le analisi sono state condotte con il solo Software_4.

MODELLO C – BENCHMARK n° 5 – Edificio 3D reale – EFFETTO FLANGIA – FUORI PIANO



Nelle curve ci si è avvalsa della seguente convenzione:

EF = Effetto Flangia;

FP = contributo Fuori Piano;

“1” = effetto/contributo considerato;

“0” = effetto/contributo non considerato.

A titolo di esempio, la curva individuata dalla sigla EF0_FP1 rappresenta la condizione in cui nelle analisi non è stato considerato alcun ammorsamento fra i pannelli murari incidenti ed è stato considerato il contributo fuori piano.

Dai confronti tra curve si osserva in generale, nel caso di ammorsamento scarso tra le pareti, un significativo aumento di duttilità in spostamento della struttura con valori, in alcune distribuzioni, prossimi a 60 mm (distribuzione Y+|Triangolare). In un caso, nella distribuzione Y-|Triangolare, si osserva una significativa riduzione dello spostamento ultimo con valori dimezzati. Il passaggio da ammorsamento “perfetto” ad ammorsamento “scarso” induce una riduzione della rigidezza della struttura e della resistenza.

Nei software “general purpose” in cui i rigid-link sono elementi “beam” dotati di rigidezza maggiorata rispetto agli elementi strutturali, maschi e fasce, è necessaria, a fronte di queste analisi, una calibrazione di tali elementi per riprodurre correttamente il meccanismo di crisi osservato e una curva di capacità stabile.

C.6 CONCLUSIONI

Obiettivo della scheda di approfondimento C è stato studiare in un modello globale di edificio in muratura, il contributo offerto dalla risposta a pressoflessione fuori piano dei pannelli murari.

Il contributo fuori piano in termini di rigidezza elastica del singolo pannello murario viene valutato automaticamente dal software in funzione delle dimensioni della sezione trasversale, delle proprietà meccaniche e del grado di vincolo del pannello. I parametri che incidono sulla rigidezza sono quindi il momento d'inerzia della sezione trasversale, il modulo di elasticità longitudinale, le condizioni al contorno.

In termini di resistenza alcune indicazioni su come valutare il momento ultimo sono contenute nel Codice Normativo Italiano con una trattazione analoga a quella proposta per l'interpretazione della risposta a pressoflessione nel piano.

In termini di drift ultimo poiché nessun suggerimento è contenuto in letteratura, nel Codice Normativo Italiano (D.M 14/01/2018), Circolare (Circolare n°7 del 21/01/2019) e nei vari Documenti Tecnici (DT212/2015), i vari software o assumono dei valori ultimi simili a quelli convenzionali assunti per il meccanismo nel piano, o li escludono considerando il pannello elasto-plastico oppure utilizzano dei limiti fittizi funzione dello spessore del pannello.

Sebbene ulteriori studi siano necessari per quantificare le ripercussioni attese del contributo fuori piano, alcune analisi parametriche eseguite su un generico pannello murario hanno messo in evidenza un incremento del momento ultimo fuori piano per spessori superiori a 0.40 m. Negli edifici con maschi murari disposti perpendicolarmente alla direzione di sollecitazione con spessori significativi, il contributo fuori piano può quindi portare a delle ripercussioni più apprezzabili sulla rigidezza, sul valore del taglio di base e sul comportamento globale dell'edificio.

I confronti sulle curve di pushover condotti sulla struttura benchmark n° 5 in presenza di pressoflessione fuori piano, hanno evidenziato un incremento di rigidezza non particolarmente significativo, un apprezzabile incremento del valore del taglio di base dell'edificio ed un generale incremento della duttilità di spostamento. Sullo spostamento, in particolare, si osserva in alcuni

software una riduzione della capacità ultima della struttura.

L'approfondimento ha inoltre messo in evidenza l'interazione tra fuori piano ed effetto flangia e le ripercussioni che si possono avere in termini di curve di capacità nel passaggio progressivo tra ammorsamento "perfetto" tra pareti incidenti e ammorsamento "scarso". In caso di ammorsamento "scarso" è stato osservato una riduzione di rigidezza e resistenza della struttura ed un generale incremento dello spostamento.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018). *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: Roma, Italia.*
- [2] Circolare esplicativa 21/01/2019 n. 7. Istruzioni per l'applicazione dell' «Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"». DM 17/01/2018.
- [3] Consiglio Nazionale delle Ricerche. CNR-DT 212/2013. *Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti*, 2013.

SCHEDA DI APPROFONDIMENTO D

RUOLO DELLE MODALITA' ADOTTATE NEI MODELLI A TELAIO PER GESTIRE L'ACCOPIAMENTO DI PARETI INCIDENTI

OBIETTIVO	Studiare la sensibilità della risposta nei modelli a telaio equivalente al variare delle ipotesi adottate per gestire l'accoppiamento di pareti incidenti (relativo all'efficacia dell'ammorsamento tra pareti e al cosiddetto "effetto flangia")
CASO STUDIO	Struttura benchmark n°5 – Struttura 3D rappresentativa di un edificio complesso ispirato ad uno reale
SOFTWARE	A telaio equivalente – con plasticità concentrata

D.1 OBIETTIVO DELL'APPROFONDIMENTO E CRITERI ADOTTATI PER IL CONFRONTO DEI RISULTATI

La scheda di approfondimento intende mettere in evidenza la sensibilità della risposta nei modelli a telaio equivalente al variare delle ipotesi adottate per simulare l'**accoppiamento di pareti incidenti** (quali ad esempio cantonali o incroci a T in corrispondenza di pareti di spina interne). Tale accoppiamento è funzione in primo luogo della qualità dell'ammorsamento tra le pareti (qualità della connessione parete-parete discussa al §3.2.3): 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.

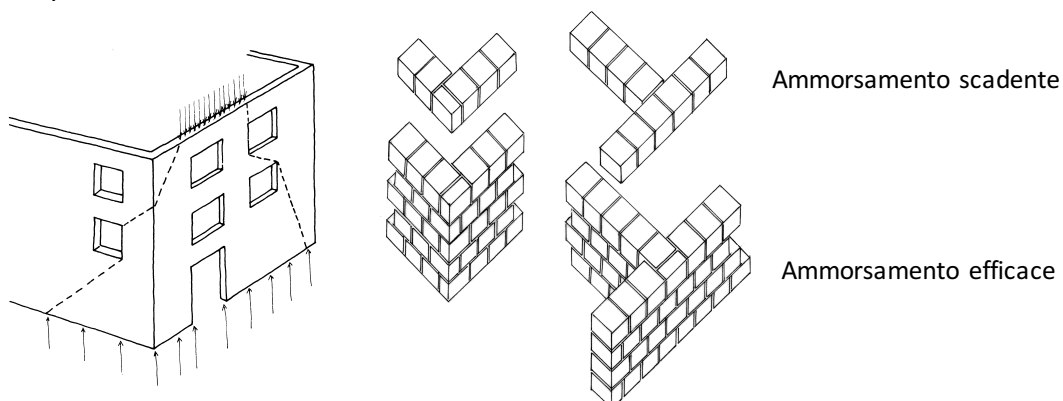


Figura D.1 Schema rappresentativo del fenomeno di redistribuzione delle azioni verticali per effetto dell'accoppiamento di pareti incidenti ed esempi di ammorsamento scadente ed efficace realizzato tramite diverse disposizioni dei blocchi in corrispondenza del cantonale/martello di intersezione (schemi di disposizione dei blocchi tratta da Giangreco 2010)

Il tema non è stato ancora investigato in maniera esaustiva in letteratura e recenti sono i pochi

studi sperimentali o numerici tesi ad approfondirlo (ad esempio - alla scala di singoli pannelli - per citarne alcuni: Russel et al. (2014), Khanmohammadi et al. (2014) e Sajid et al. (2018)). In conseguenza di ciò, **non esistono allo stato attuale della ricerca regole universalmente riconosciute né sulla definizione della larghezza collaborante né sulla modalità di interazione dei pannelli incidenti**. Anche le normative non forniscono indicazioni cogenti sulle ipotesi da adottare a riguardo nei modelli di calcolo, lasciando all'analista sostanzialmente completa libertà (qualche criterio per definire la larghezza collaborante è proposto nell'EC6-1 (2005) oppure in Yi (2004), secondo la cosiddetta "regola dei 45°").

I *software* tengono conto automaticamente, o consentono di gestire attraverso modalità diverse, tale effetto. L'approfondimento ha lo scopo:

- di **chiarire come il progettista possa agire su tale ipotesi** (quando il *software* lo consenta), al fine di assumere scelte di modellazione diverse e alternativamente più aderenti alla struttura in esame;
- di **illustrare come i risultati, in termini di curve pushover e parametri dinamici (forme modali e relativi periodi e masse partecipanti), possano essere sensibili alle diverse ipotesi assunte**.

A tale scopo, sono state condotte alcune analisi parametriche, atte a simulare diversi livelli di ammorsamento delle pareti sulla **struttura benchmark n°5** attraverso **tre software** (denominati genericamente nel seguito **Software n.1, n.2 e n.3**) tra quelli impiegati nella ricerca, che operano nell'ambito del telaio equivalente e che gestiscono con modalità diverse tale effetto.

Si precisa che i risultati ottenuti, in termini di quantificazione della sensibilità della risposta a tale effetto, non possono essere assunti come esaustivi e assoluti poiché (come lo stesso esempio mette in evidenza) essa può essere più o meno significativa in ragione della configurazione specifica dei pannelli murari dell'edificio di volta in volta esaminato. Ad esempio, la presenza di aperture in prossimità dei cantonali o degli angoli può limitare sensibilmente la variazione dei risultati, così come l'estensione longitudinale delle pareti (quelle di lunghezza limitata risultano in generale più sensibili a tale effetto).

È opportuno infine precisare anche che la risposta a pressoflessione fuori dal piano non è disaccoppiata dalla modalità con cui è simulato l'accoppiamento delle pareti incidenti, poiché la resistenza dei pannelli è influenzata dallo sforzo normale agente, e quindi l'"effetto flangia" incide anche su tale effetto. Le analisi discusse nella Scheda D sono state condotte a parità di modellazione, in particolare trascurando il contributo a pressoflessione fuori dal piano dei pannelli. Per ulteriori considerazioni sulla sensibilità della risposta a questi due effetti si rimanda alla **Scheda di Approfondimento C**.

D.2 CRITERI ADOTTATI PER LA MODELLAZIONE DELL'ACCOPIAMENTO DI PARETI INCIDENTI

Come introdotto al §3, nei modelli a telaio equivalente l'accoppiamento fra pannelli incidenti può essere simulato numericamente in diversi modi, ad esempio attraverso:

- 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 due maschi

murari, di rigidezza flessionale e a taglio opportunamente definita (calibrata in assenza di criteri analitici rigorosi forniti in letteratura) dal progettista; 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 D.2).

Le soluzioni di cui sopra sono esemplificate nella Figura D.2, in cui sono stati indicati come P_1 e P_2 i due maschi che interagiscono.

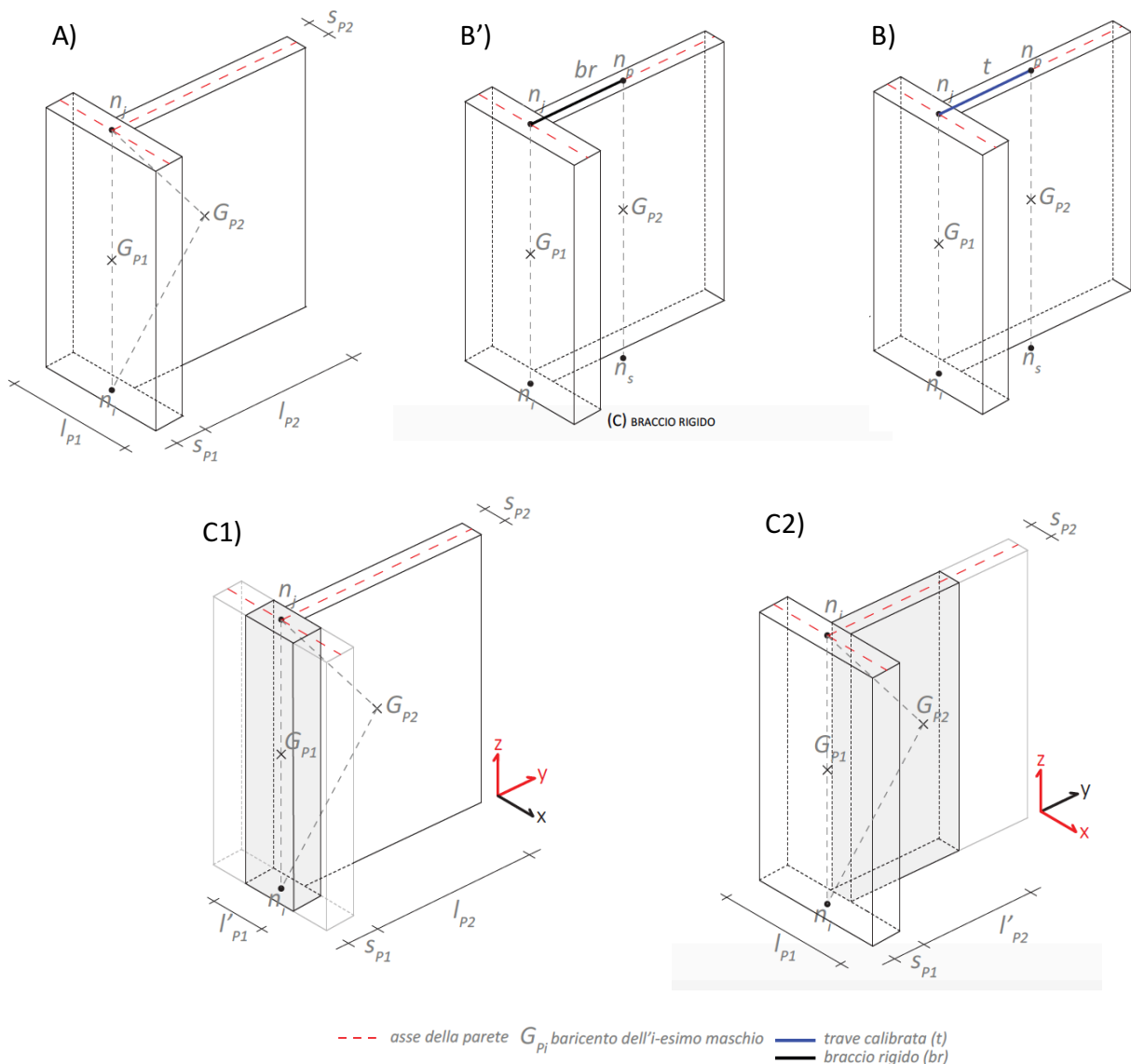


Figura D.2 Possibili modalità mediante le quali i programmi di calcolo simulano l'accoppiamento di pareti incidenti

In particolare, a commento delle schematizzazioni riportate in Figura si fa rilevare quanto segue:

- con G_{Pi} è identificato il baricentro dell'elemento strutturale;
- le linee tratteggiate in grigio congiungono il baricentro con le incidenze nodali dei due elementi, mentre le linee tratteggiate in rosso individuano la giacitura del piano baricentrico degli elementi.
- i due maschi incidono negli stessi nodi (nodi d'angolo) nel caso A;
- i due maschi incidono in nodi diversi nei casi B e B' (nodi baricentrici di sezione); tali nodi sono collegati, rispettivamente, da una trave di rigidezza finita (in blu, nel caso B) o da un braccio rigido (in nero nel caso B');
- nel caso C si considera un solo maschio murario, caratterizzato dall'area e dal momento di inerzia della sezione trasversale corrispondente ad una sezione a L o a T (a seconda della posizione in pianta dei due pannelli incidenti) avente lunghezza dell'ala opportunamente definita (in particolare, in caso di mancanza di alcun accoppiamento la lunghezza dell'ala si considera nulla e quindi la sezione del maschio murario rimane rettangolare). Si ricorda che in questa modellazione la sezione trasversale del maschio murario resistente in direzione X è diversa da quella del maschio murario agente in direzione Y; in grigio è individuata nel disegno la porzione di ala, di larghezza l' , considerata collaborante, alternativamente, nelle due direzioni di analisi.

La soluzione (A) assume implicitamente l'ipotesi di perfetto ammorsamento e porta in conto nell'effetto flangia l'intera dimensione dei maschi incidenti, qualunque essa sia. L'adozione di bracci infinitamente rigidi (B') tende a riprodurre questa medesima condizione cinematica, sebbene con una diversa soluzione numerica.

Le soluzioni (B) e (C) consentono invece una totale flessibilità nelle scelte operate dal progettista, tramite una opportuna calibrazione del grado di accoppiamento.

In alcuni casi, i programmi di calcolo assumono di default le soluzioni (A) o (B') ma consentono, tramite opportune modifiche da parte del progettista, di passare anche alla soluzione (B).

I tre software impiegati nel seguito consentono di discutere i risultati ottenibili tramite le possibili soluzioni introdotte.

D.3 IMPLEMENTAZIONE DEI CRITERI SULLA STRUTTURA BENCHMARK n°5

Le analisi parametriche sono state svolte sulla struttura benchmark n°5 considerando le seguenti diverse situazioni:

- I. condizioni limite di ammorsamento:
 - a - perfetto ammorsamento esteso all'intero edificio;
 - b - scarso ammorsamento (assimilabile a nullo) esteso all'intero edificio;
- II. condizioni di ammorsamento intermedie:
 - c - perfetto ammorsamento per tutti i maschi murari dell'edificio, ad eccezione dei quattro maschi murari orientati in direzione Y evidenziati in Figura D.3, per i quali si è considerato ammorsamento nullo;
 - d - perfetto ammorsamento per tutti i maschi murari dell'edificio, ad eccezione dei quattro maschi murari orientati in direzione Y evidenziati in Figura D.3, per i quali è stato considerato un ammorsamento intermedio, adottando alternativamente due diversi valori di riferimento (caso d1 e caso d2).

La condizione II è stata approfondita sui soli quattro maschi murari evidenziati in Figura D.3

essendo emerso, dalla valutazione dai risultati delle analisi condotte sulla condizione I illustrati in §D.4, come la risposta della struttura in direzione Y sia più sensibile, rispetto a quella in direzione X, alle ipotesi assunte sul grado di ammorsamento.

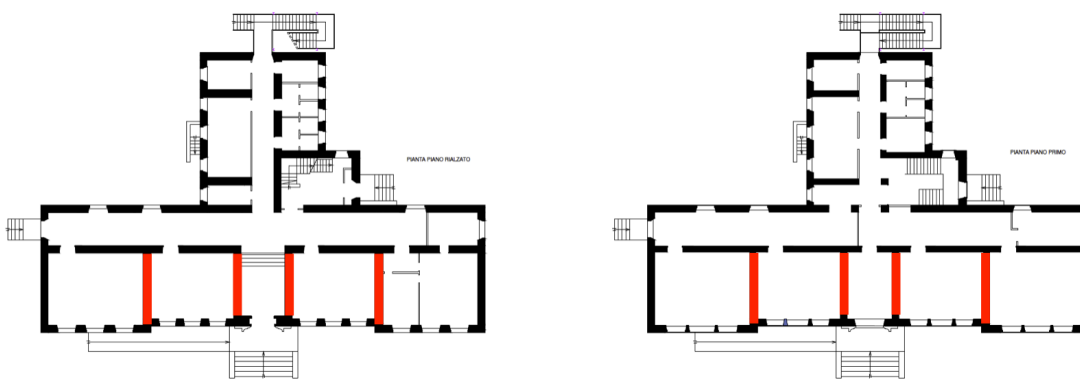


Figura D.3 Individuazione dei maschi orientati in direzione Y per i quali sono state analizzate diverse condizioni di ammorsamento nel caso II

Nel caso in cui l'accoppiamento sia gestito attraverso la soluzione (B) è opportuno rilevare come, in realtà, ai fini di un pieno controllo del fenomeno, la rigidità delle travi di collegamento dovrebbe essere più propriamente calibrata *ad hoc* in funzione della geometria e delle proprietà dei maschi di volta in volta incidenti. In mancanza di una formulazione analitica univocamente proposta e riconosciuta in letteratura per effettuare tale calibrazione, nei casi proposti si è operato forfettariamente riducendo progressivamente di un ordine di grandezza il valore dei momenti di inerzia J delle travi di collegamento e assumendo tale valore uguale per tutti i pannelli incidenti del modello. È opportuno sottolineare quindi che, nel caso di modellazione di tipo (B), qualora si operi con valori convenzionali forfettari assegnati all'ordine di grandezza di J , sia molto utile effettuare una analisi di sensibilità preliminare, che consenta:

- incrementandone i valori, di definire l'ordine di grandezza da assegnare all'inerzia che riporta la soluzione verso quella ideale ottenuta con le soluzioni (A) e (B');
- decrementandone i valori, di definire l'ordine di grandezza da assegnare all'inerzia oltre il quale il risultato non è più sensibile ad ulteriori variazioni (avendo cura di verificare che la soluzione sia ancora convergente in maniera stabile e non siano state introdotte labilità numeriche nel modello): questa soglia può essere ritenuta rappresentativa della condizione di scarso ammorsamento.

Tale analisi di sensibilità – che può essere monitorata attraverso le variazioni dei risultanti sulle curve pushover e sulle proprietà dinamiche stimate dall'analisi modale – è quindi utile a definire un plausibile intervallo di variazione della rigidità da assegnare alle travi.

La Tabella D.1 riporta i valori adottati per simulare i diversi gradi di ammorsamento proposti. Per le motivazioni sopra esposte, le condizioni di ammorsamento intermedio (hp1 e hp2) non possono essere ritenute perfettamente equivalenti, quando gestite secondo le soluzioni (B) e (C), sebbene esse siano rappresentative di una analoga progressione dell'efficacia dell'accoppiamento.

Nel caso dei *software* n.2 e n.3 la condizione di perfetto ammorsamento è simulata attraverso le soluzioni (A) e (B'), rispettivamente; in particolare, entrambi consentono di gestire la soluzione (B), cui quindi si riferiscono gli altri risultati, relativi alle condizioni di ammorsamento intermedio.

Nel caso del *software* n.1, che adotta la soluzione (C), la condizione di perfetto accoppiamento è gestibile considerando l'estensione dell'ala collaborante (del maschio ortogonale) pari all'intera lunghezza disponibile, assunzione corrispondente in qualche modo alle soluzioni (A) e (B'), mentre

la soluzione (B) viene gestita assumendo una estensione dell'ala collaborante variabile tra la minima (pari a 0) e la massima (pari a $P/2$, essendo P la lunghezza del maschio trasversale). Si veda Figura D.4, nella quale è rappresentata l'applicazione della metodologia ai quattro maschi orientati in direzione Y evidenziati in Figura D.3).

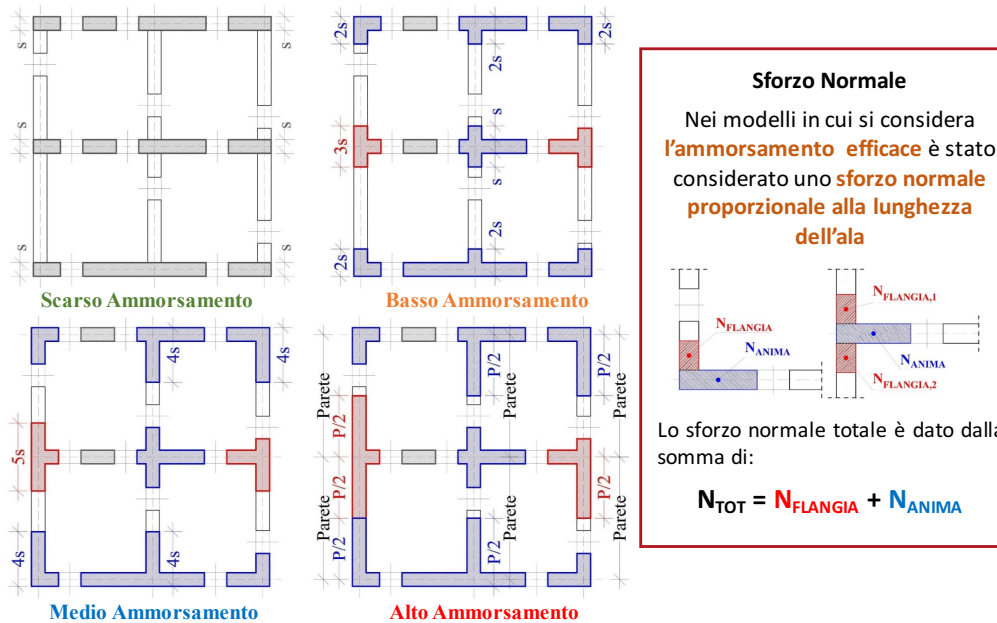


Figura D.4 Ipotesi adottate per la definizione dei diversi gradi di ammorsamento tramite la soluzione (C)

Nel seguito sono specificate le ipotesi assunte per simulare le condizioni di ammorsamento "perfetto", "intermedio" e "scarso"; in particolare, nel caso delle travi di rigidezza equivalente è fornito il valore del prodotto EJ (con E modulo elastico del materiale assunto per la trave e J momento di inerzia).

Tabella D.1 Ipotesi assunte negli esempi discussi per simulare i diversi gradi di ammorsamento

Ammorsamento	Modalità di gestione dell'accoppiamento adottata dal software		
	Soluzione A (o B')	Soluzione B (trave di rigidezza equivalente)	Soluzione C (rigidezza alterata del maschio)
perfetto	X	Software n.2 A = 10 m ² e J = 5 m ⁴ , EJ = 1.4e11 kNm ² Software n.3 A = 900 m ² e J = 3.375 m ⁴ , EJ = 1e8 kNm ² <i>questi valori corrispondono a quelli di default adottati dai due software nel caso di perfetto ammorsamento</i>	Estensione dell'ala pari al massimo alla metà della lunghezza della parete ortogonale
Intermedio – hp 1	<i>non simulabile</i>	riduzione di un ordine di grandezza del valore assunto nel caso di perfetto amm.	Estensione dell'ala pari a due volte lo spessore dell'anima nel caso della sezione ad "L" e a tre volte lo spessore dell'anima nel caso della sezione a "T".
Intermedio – hp 2	<i>non simulabile</i>	riduzione di due ordini di grandezza del valore assunto nel caso di perfetto amm.	Estensione dell'ala pari a 4 volte lo spessore dell'anima nel caso della sezione ad "L" e a 5 volte lo spessore dell'anima nel caso della sezione a "T".
scarso	<i>non simulabile</i>	riduzione di tre ordini di grandezza del valore assunto nel caso di perfetto amm.	Non si considera alcuna ala collaborante: sezione del maschio resistente rettangolare

D.4 RISULTATI – EFFETTO SULLA STIMA DELLE CURVE PUSHOVER

Le figure seguenti illustrano i risultati ottenuti con i tre software utilizzati per le analisi nelle condizioni "limite" di perfetto (linea continua) e scarso (linea tratteggiata) accoppiamento. I risultati si riferiscono alle configurazioni A (con fasce deboli, in Figura D.5) e C (con fasce accoppiate a cordoli, in Figura D.6) dell'esempio benchmark n.5 nella condizione Ia e Ib (ossia ipotesi di perfetto e scarso ammorsamento esteso a tutti i pannelli). Le linee continue si riferiscono al caso di perfetto ammorsamento, quelle tratteggiate al caso di scarso ammorsamento.

Nel caso della configurazione A, con il *software* n.1 le fasce sono state modellate mediante bielle, senza alcun controllo sul drift ultimo: sulle curve pushover non è stata valutata la capacità di spostamento ultima: le curve proseguono per questa ragione indefinitamente, diversamente da quelle ottenute dagli altri due *software*.

I risultati evidenziano una sensibilità non trascurabile su tutte le grandezze che caratterizzano la curva pushover: rigidezza iniziale, taglio di base massimo e capacità di spostamento ultima.

MODELLO A

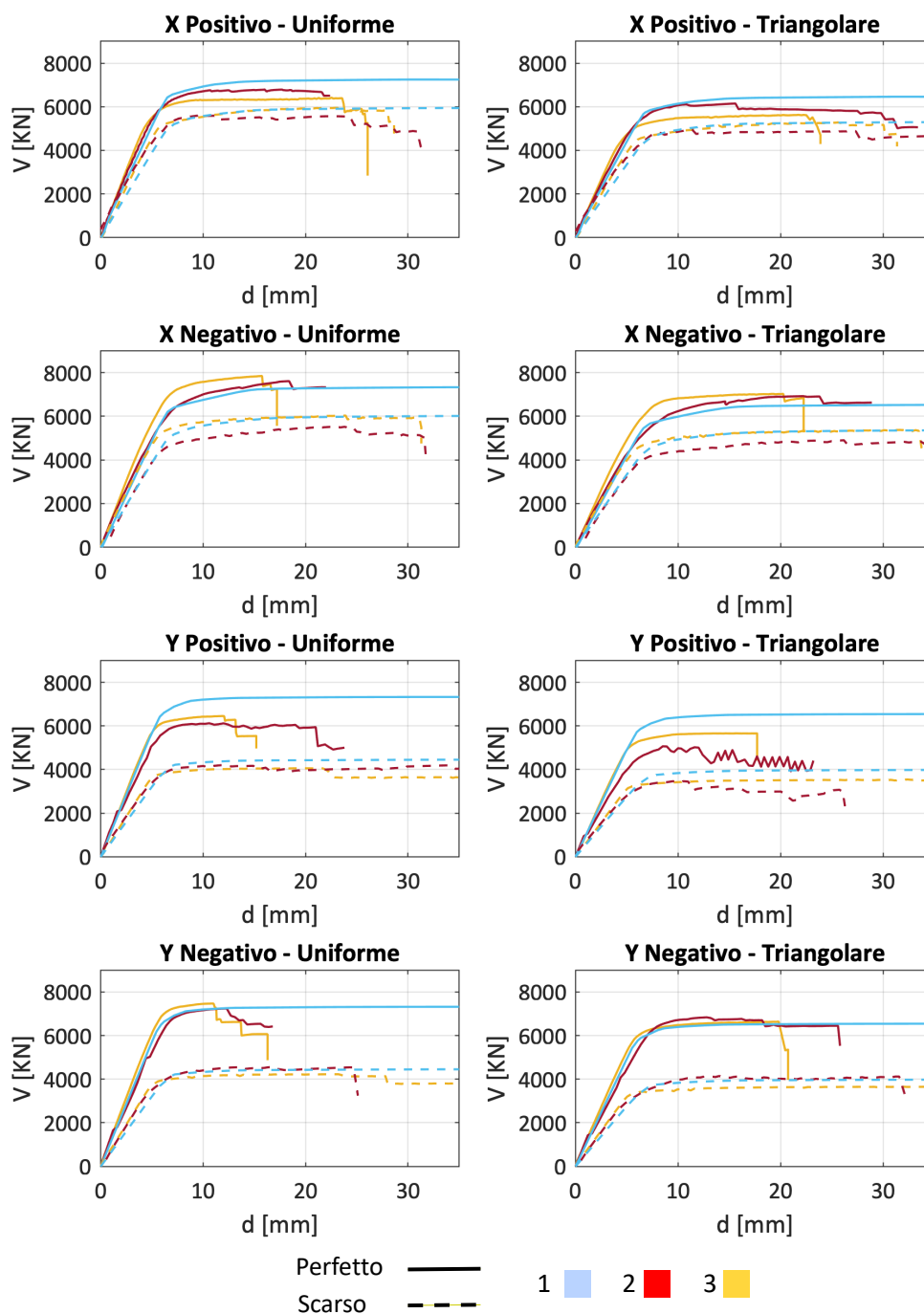


Figura D.5 Sensibilità della curva pushover al variare del grado di accoppiamento tra pareti incidenti: analisi sull'esempio benchmark n.5 nella configurazione A (fasce deboli) - condizione I

Nel caso della configurazione C le differenze nella risposta dei modelli, passando dalla condizione di perfetto a quella di scarso ammortamento sono anche accompagnate da modifiche, in alcuni pannelli murari, della modalità di danno prevalente attivata (in particolare, da quella a taglio a quella a pressoflessione); questo aspetto, evidente dalla variazione nelle curve pushover, è giustificato dall'effetto della variazione della ripartizione dello sforzo normale nei pannelli a seguito della variazione del grado di accoppiamento.

I risultati mostrano come il grado di effettivo ammortamento tra le pareti incidenti rappresenti una importante incertezza epistemica da analizzare, nella fase di conoscenza della struttura, non

solo in relazione alla vulnerabilità del corpo di fabbrica all'attivazione di possibili meccanismi locali ma anche per una più affidabile valutazione della risposta globale nel piano.

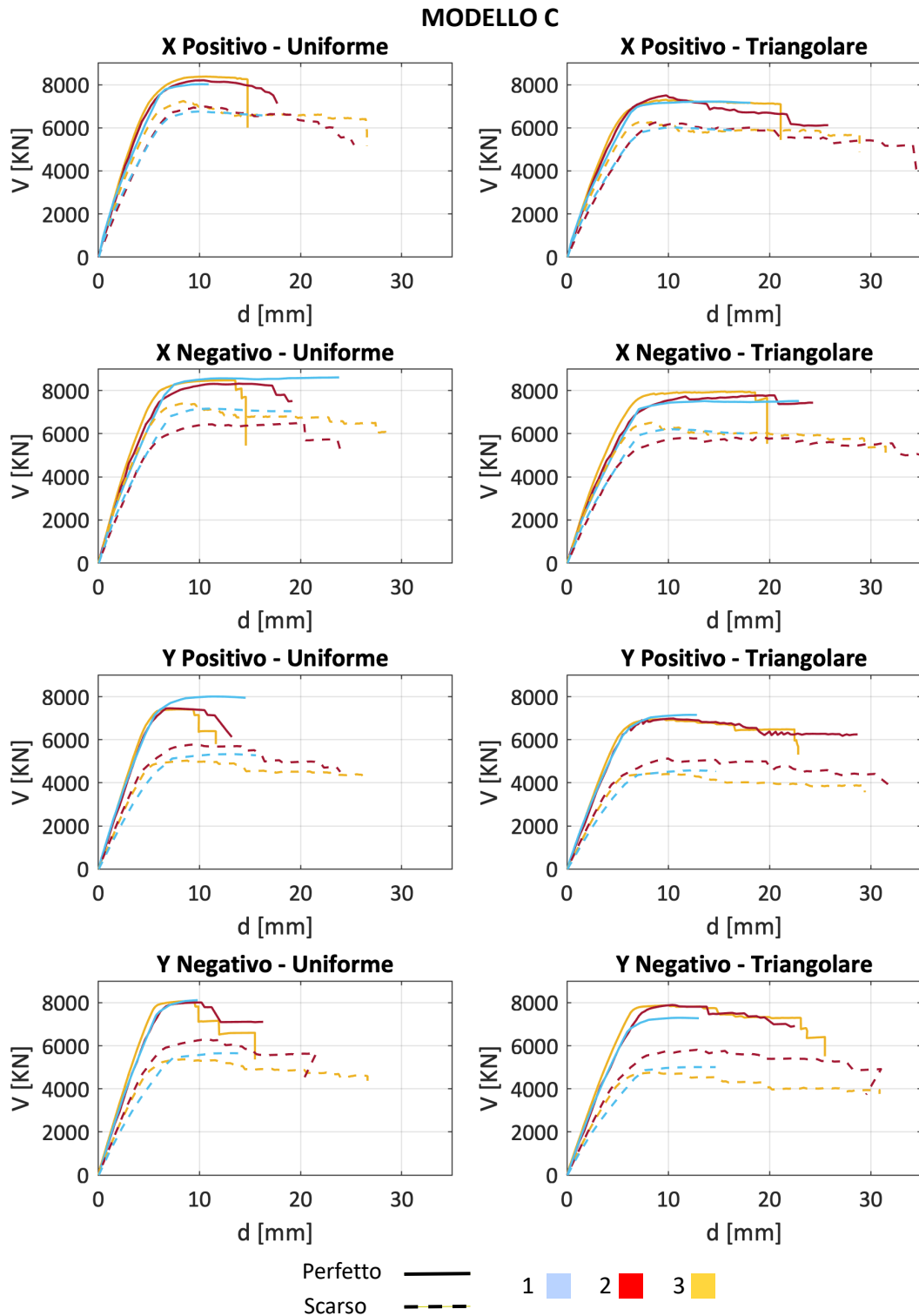


Figura D.6 Sensibilità della curva pushover al variare del grado di accoppiamento tra pareti incidenti: analisi sull'esempio benchmark n.5 nella configurazione C (fasce accoppiate a cordoli) - condizione I

A titolo di esempio, Figura D.7 illustra i risultati nella condizione II (grado di accoppiamento progressivamente ridotto nei maschi orientati in direzione Y identificati in Figura D.3) con particolare riferimento alla configurazione C ed all'analisi condotta in direzione Y, assumendo

verso positivo dell'azione sismica.

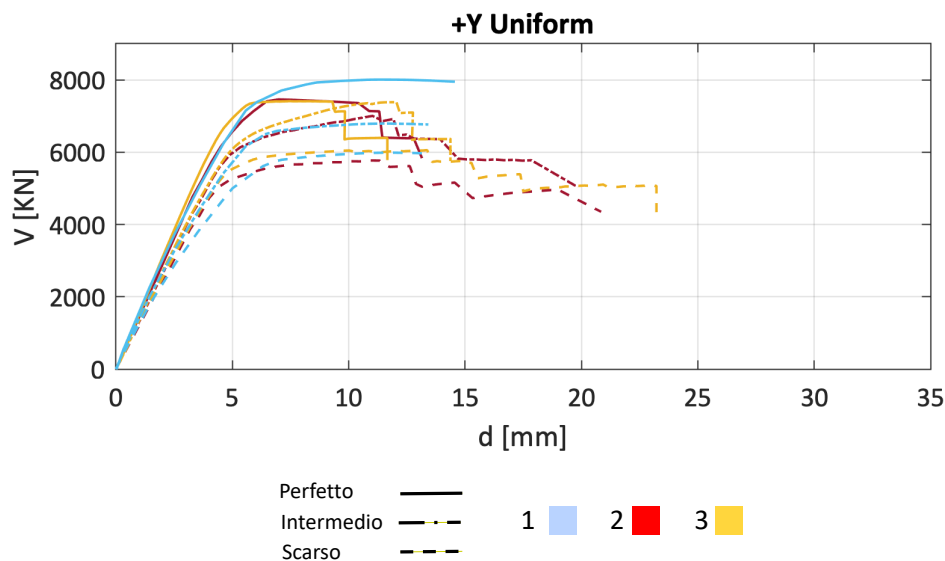


Figura D.7 Sensibilità della curva pushover al variare del grado di accoppiamento tra pareti incidenti: analisi sull'esempio benchmark n.5 nella configurazione C (fasce accoppiate a cordoli) - condizione II

D.5 RISULTATI – EFFETTO SULLA STIMA DEI PARAMETRI DINAMICI

La seguente Tabella D.2 riporta, infine, il confronto fra i parametri dinamici ottenuti dalle analisi numeriche condotte con i tre software al variare delle diverse ipotesi considerate nel caso II (grado di ammortamento intermedio, progressivamente ridotto nei maschi orientati in direzione Y identificati in Figura D.3).

Tutti i modelli colgono una variazione nel periodo che caratterizza il primo modo di vibrare della struttura nel passaggio dalla condizione di perfetto a quella di scarso ammortamento.

Tuttavia, si osserva come mediante la soluzione (B') - adottata nel caso delle analisi svolte con i software n.2 e n.3 –al variare della calibrazione della rigidezza delle travi introdotte nel modello e quindi del grado di ammortamento fra le pareti si ottenga una progressiva e significativa variazione delle masse partecipanti del primo e secondo modo, mentre con la soluzione (C) - adottata dal software n.1 – la variazione dei parametri dinamici risulti molto minore.

Tabella D.2 Periodi e masse partecipanti dei primi tre modi associati ai diversi gradi di ammortamento

Soft.	Conf.	Primo Modo			Secondo Modo			Terzo Modo		
		T [s]	Mx [%]	My [%]	T [s]	Mx [%]	My [%]	T [s]	Mx [%]	My [%]
1	Scarso	0.272	0.000	86.098	0.228	81.264	0.016	0.219	6.860	0.124
	Basso	0.256	0.000	86.309	0.228	84.890	0.011	0.215	3.233	0.134
	Medio	0.250	0.000	86.592	0.228	85.661	0.007	0.213	2.462	0.084
	Alto	0.242	0.000	86.820	0.228	86.490	0.000	0.210	1.640	0.010
2	Scarso	0.271	0.800	79.552	0.261	11.604	6.370	0.232	75.759	0.002
	Basso	0.262	5.873	51.170	0.256	7.162	35.525	0.231	75.301	0.044
	Medio	0.258	11.643	24.372	0.248	2.159	62.239	0.230	74.670	0.452
	Alto	0.257	12.532	21.611	0.247	1.479	64.734	0.230	74.490	0.703
3	Scarso	0.265	0.185	86.750	0.249	23.778	0.842	0.222	66.578	0.002
	Basso	0.256	1.527	83.647	0.247	24.600	4.889	0.221	64.432	0.004
	Medio	0.247	19.325	37.508	0.240	11.228	52.184	0.220	60.036	0.155
	Alto	0.245	25.341	25.298	0.236	6.861	64.493	0.220	58.390	0.368

BIBLIOGRAFIA

EC6-1 (2005), Eurocode 6. Design of masonry structures, Part 1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

Giangreco (a cura di) (2010), *Ingegneria delle Strutture*, Volume III “Progettazione strutturale”, Cap. XIII, UTET, 2010.

Russel, A.P., Elwood, K.J., and Ingham, J.M. (2014), “Lateral Force–Displacement Response of Unreinforced Masonry Walls with Flanges”, *Journal of Structural Engineering*, 140 (4).

Sajid, H.U., Mohammad, A., Qaisar, A. and Sikandar, H.S. (2018), “Effects of vertical stresses and flanges on seismic behavior of unreinforced brick masonry”, *Engineering structures*, 155, 394–409.

Yi, T. (2004), “Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with flexible diaphragms.”, PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA (USA).

SCHEDA DI APPROFONDIMENTO E

SENSIBILITÀ DELLA CURVA PUSHOVER ALL'APPLICAZIONE DELLE AZIONI CONCENTRATE A LIVELLO DI PIANO O DISTRIBUITE

OBIETTIVO	Studiare la sensibilità della risposta (in termini di curva pushover) al variare della modalità di applicazione del carico orizzontale
CASO STUDIO	<ul style="list-style-type: none">- 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
SOFTWARE	Due <i>software</i> che implementano modelli al continuo appartenenti al Gruppo 2 tra quelli impiegati nel documento generale

E.1 OBIETTIVO DELL'APPROFONDIMENTO E CRITERI ADOTTATI PER IL CONFRONTO DEI RISULTATI

Le problematiche relative alla scelta della modalità di distribuzione del carico orizzontale equivalente all'azione sismica da adottare nelle analisi statiche non lineari (*pushover*) delle strutture sono ben note e chiaramente disciplinate dalle norme tecniche, nazionali ed internazionali, che prescrivono l'utilizzo di diverse tipologie di distribuzione (proporzionali alla distribuzione delle masse, alla distribuzione del prodotto delle masse per la corrispondente quota di applicazione o per la corrispondente componente di spostamento della forma modale principale nella direzione di analisi considerata, ecc.).

Tuttavia, assunta una specifica distribuzione (ad esempio proporzionale alle masse), il carico orizzontale può essere considerato concentrato a livello di piano (ad esempio, in corrispondenza della quota baricentrica dei solai) oppure distribuito in elevazione su tutta la struttura (ad esempio, lungo l'altezza dei maschi murari). Sebbene quest'ultima opzione, ad "azioni distribuite", sia più rappresentativa delle forze inerziali che possono nascere nella struttura, l'utilizzo semplificato di "azioni concentrate" a livello di piano è ampiamente diffuso nei codici di calcolo (comunemente adottata, ad esempio, nei modelli a telaio equivalente).

L'obiettivo di questa scheda consiste nel mostrare la sensibilità della risposta strutturale (in termini di curva *pushover*) al variare della modalità di applicazione del carico orizzontale sulla struttura. In particolare, sono confrontate le curve *pushover* ottenute da analisi condotte considerando le azioni concentrate a livello di piano oppure distribuite nella struttura.

Nel paragrafo E.2 è mostrata la sensibilità della curva *pushover* alla modalità di applicazione delle forze orizzontali con riferimento alla struttura benchmark n.5 (struttura 3D rappresentativa di un edificio complesso reale), valutata mediante modellazioni al continuo utilizzando due dei software appartenenti al Gruppo 2 impiegati nel documento generale e ripresi nella Scheda di Approfondimento A (nel seguito richiamati come Software X1 e Software X2).

A seguire, nel paragrafo E.3 è mostrata l'influenza della modalità di applicazione del carico orizzontale al variare dello spessore dei muri nel caso della struttura benchmark n.4 (struttura 3D rappresentativa di un edificio semplice mono-cellula bi-piano), valutata a titolo di esempio mediante il Software X1.

E.2 SENSIBILITÀ DELLA CURVA PUSHOVER ALL'APPLICAZIONE DELLE AZIONI CONCENTRATE A LIVELLO DI PIANO O DISTRIBUITE NEL CASO DI VISSO

Al fine di valutare la sensibilità della risposta numerica (in termini di curva *pushover*) alla modalità di applicazione delle azioni orizzontali, concentrate a livello di piano oppure distribuite, viene considerato il caso della struttura benchmark n.5, rappresentativa di un edificio reale, che presenta uno spessore significativo delle pareti (fino a 65 cm).

Le analisi sono state svolte utilizzando i due *software*, fra quelli considerati nell'ambito dello studio presentato nel documento generale, che operano nell'ambito di un approccio di modellazione *al continuo FEM* (Software X1 e Software X2), particolarmente versatili nel considerare l'applicazione di azioni concentrate o distribuite.

Le proprietà meccaniche adottate e le ipotesi di modellazione della geometria della struttura sono le stesse descritte nel documento generale al §5.7 e proposte nella scheda benchmark della struttura in esame. Le analisi sono state svolte considerando una distribuzione dei carichi orizzontali proporzionale alle masse, senza tener conto dell'effetto della eccentricità accidentale, assumendo l'azione sismica agente in direzione X con verso positivo.

In Figura E.1 sono riportate le curve *pushover*. Si può osservare come le curve *pushover* ottenute da entrambi i *software* considerando le azioni distribuite siano caratterizzate da carichi sensibilmente superiori rispetto a quelle ottenute considerando le azioni concentrate: in particolare, si registra un aumento del 22% e del 18%, rispettivamente per il Software X1 e per il Software X2, del carico massimo passando dal caso ad azioni concentrate a livello di piano a quello ad azioni distribuite.

Pertanto, si evince che l'utilizzo di azioni concentrate a livello dei solai nelle analisi *pushover* di edifici con spessore significativo dei paramenti murari può portare alla sottostima della capacità della struttura, rispetto ad esempio all'utilizzo di azioni orizzontali distribuite. Tuttavia, questo effetto risulta a favore di sicurezza, per cui l'utilizzo di azioni orizzontali concentrate a livello dei solai appare una semplificazione accettabile nelle analisi *pushover* di edifici in muratura, anche se, al crescere degli spessori dei maschi murari, la capacità della struttura risulta via via sottostimata. Questo aspetto è ulteriormente approfondito e discusso nel paragrafo seguente.

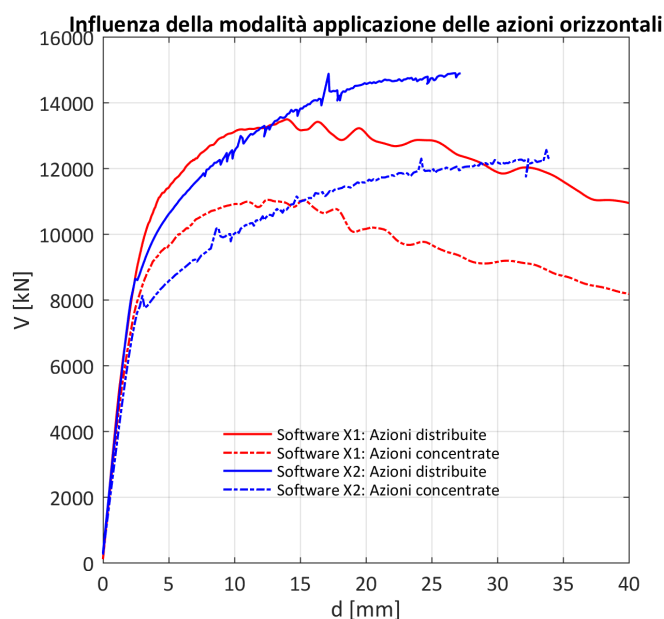


Figura E.1 - Influenza dell'applicazione delle azioni concentrate a livello di piano o distribuite nel caso di Visso. Confronto tra Software X1 e Software X2.

E.3 INFLUENZA DELLA MODALITÀ DI APPLICAZIONE DEL CARICO ORIZZONTALE AL VARIARE DELLO SPESSORE DEI MURI (CASETTA MONOCELLULA BIPIANO)

Al fine di valutare l'influenza della modalità di applicazione del carico orizzontale (concentrato/distribuito) al variare dello spessore delle pareti murarie, è considerato il caso della struttura benchmark n.4 – struttura 3D rappresentativa di un edificio semplice mono-cellula bi-piano. In particolare, partendo dal caso C (si veda il §5.6 del documento generale), sono state considerate quattro differenti alternative, a parità di configurazione geometrica ed ipotesi di modellazione, al variare dello spessore dei maschi murari.

In particolare, al solo fine di ampliare lo studio parametrico, sono stati assunti spessori di 10, 25, 40 e 70 cm, indipendentemente da considerazioni sul rapporto risultante dell'area resistente.

I risultati, ottenuti mediante il Software X1, sono illustrati in Figura E.2 ed in Figura E.3, rispettivamente con riferimento al caso di distribuzione dei carichi di tipo "uniforme" (proporzionale alla distribuzione delle masse) e di tipo "triangolare inversa" (proporzionale al prodotto delle masse per le rispettive quote). Da entrambe le figure si evince chiaramente che all'aumentare dello spessore dei muri, aumenta la differenza fra le curve *pushover* ottenute considerando le due modalità di applicazione del carico orizzontale. In particolare, anche in questo caso si registrano valori di taglio alla base più elevati nel caso di azioni distribuite rispetto al caso di azioni concentrate. Questo effetto, praticamente insignificante per spessori piccoli dei muri (ad esempio 10 cm), aumenta progressivamente all'aumentare dello spessore. Confrontando le curve riportate nelle due figure si può osservare come, in generale, vi sia una maggiore influenza della modalità di applicazione del carico orizzontale quando la distribuzione è di tipo "uniforme", rispetto al caso di distribuzione "triangolare inversa".

Questo aspetto è anche messo in evidenza in Tabella E.1, nella quale sono riportate le variazioni percentuali del taglio massimo nei due casi considerati, che raggiungono il massimo (27,5 %) nel caso di una distribuzione "uniforme" applicata alla struttura di spessore 70 cm.

Tuttavia, si osserva come al variare della modalità di applicazione del carico orizzontale alla struttura, non varia significativamente il quadro fessurativo, come mostrato in Tabella E.2.

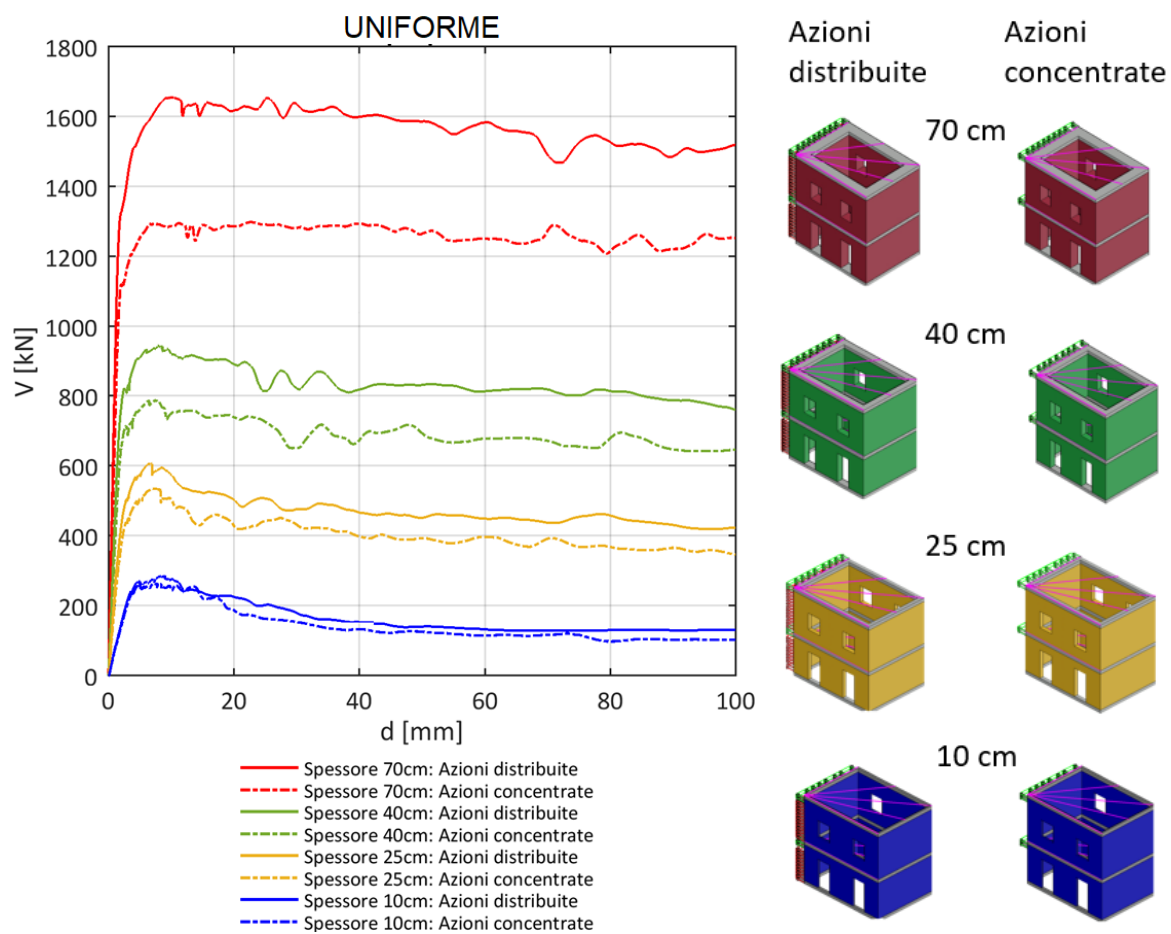


Figura E.2 - Influenza della modalità di applicazione dei carichi orizzontali nel caso della struttura benchmark n.4 al variare dello spessore: distribuzione "uniforme" (azioni proporzionali alle masse)

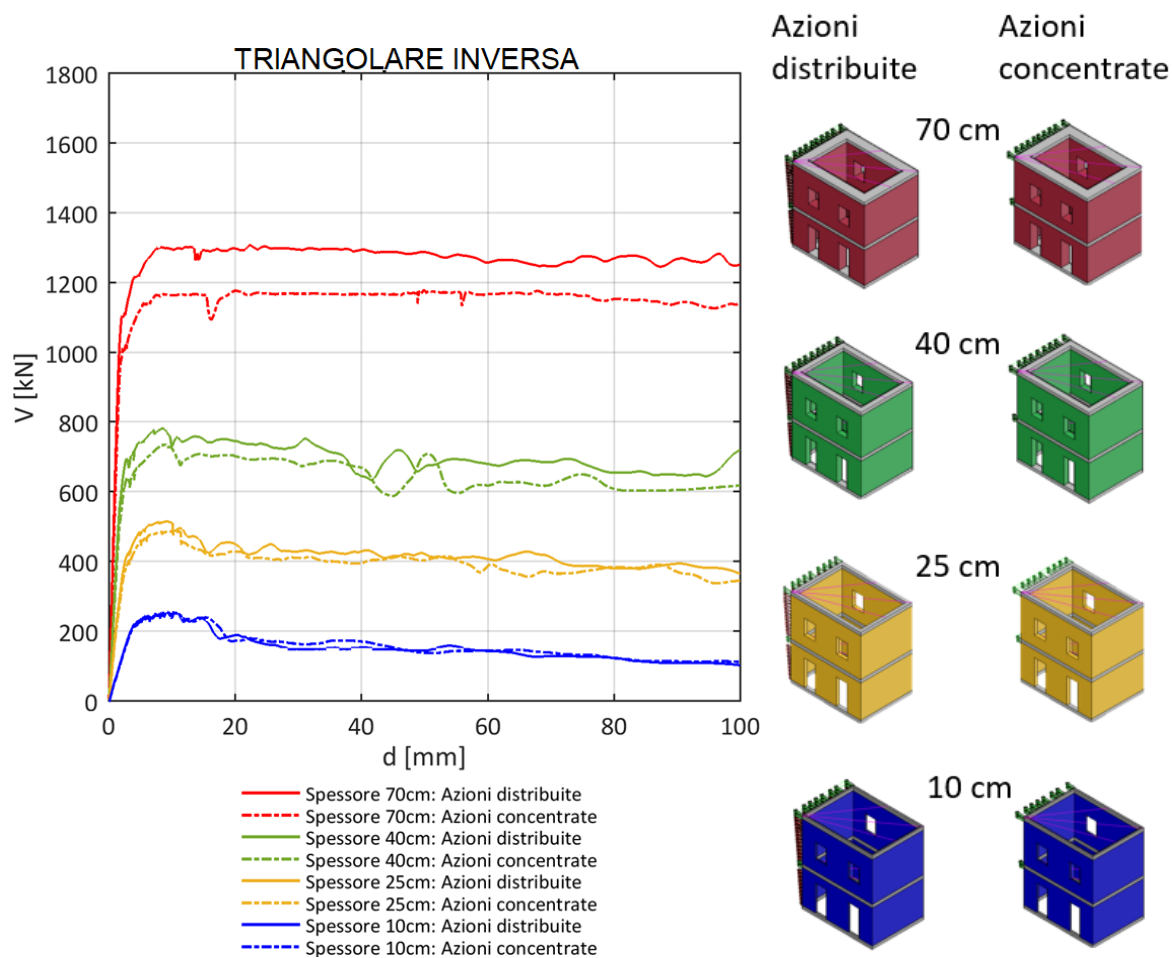


Figura E.3 - Influenza della modalità di applicazione dei carichi orizzontali nel caso della struttura benchmark n.4 al variare dello spessore: distribuzione "triangolare inversa" (azioni proporzionali al prodotto delle masse per le relative quote)

Spessore	Distribuzione carico	Azioni concentrate V_{MAX}	Azioni distribuite V_{MAX}	Variazione %
10 cm	uniforme	264 kN	286 kN	8,3 %
10 cm	Triangolare inversa	254 kN	257 kN	1,2 %
25 cm	uniforme	535 kN	607 kN	13,5 %
25 cm	Triangolare inversa	487 kN	515 kN	5,7 %
40 cm	uniforme	788 kN	944 kN	19,8 %
40 cm	Triangolare inversa	736 kN	782 kN	6,3 %
70 cm	uniforme	1298 kN	1655 kN	27,5 %
70 cm	Triangolare inversa	1178 kN	1319 kN	12,0 %

Tabella E.1 - Influenza della modalità di applicazione dei carichi orizzontali nel caso della struttura benchmark n.4 al variare dello spessore variazione percentuale del taglio massimo V_{MAX} .

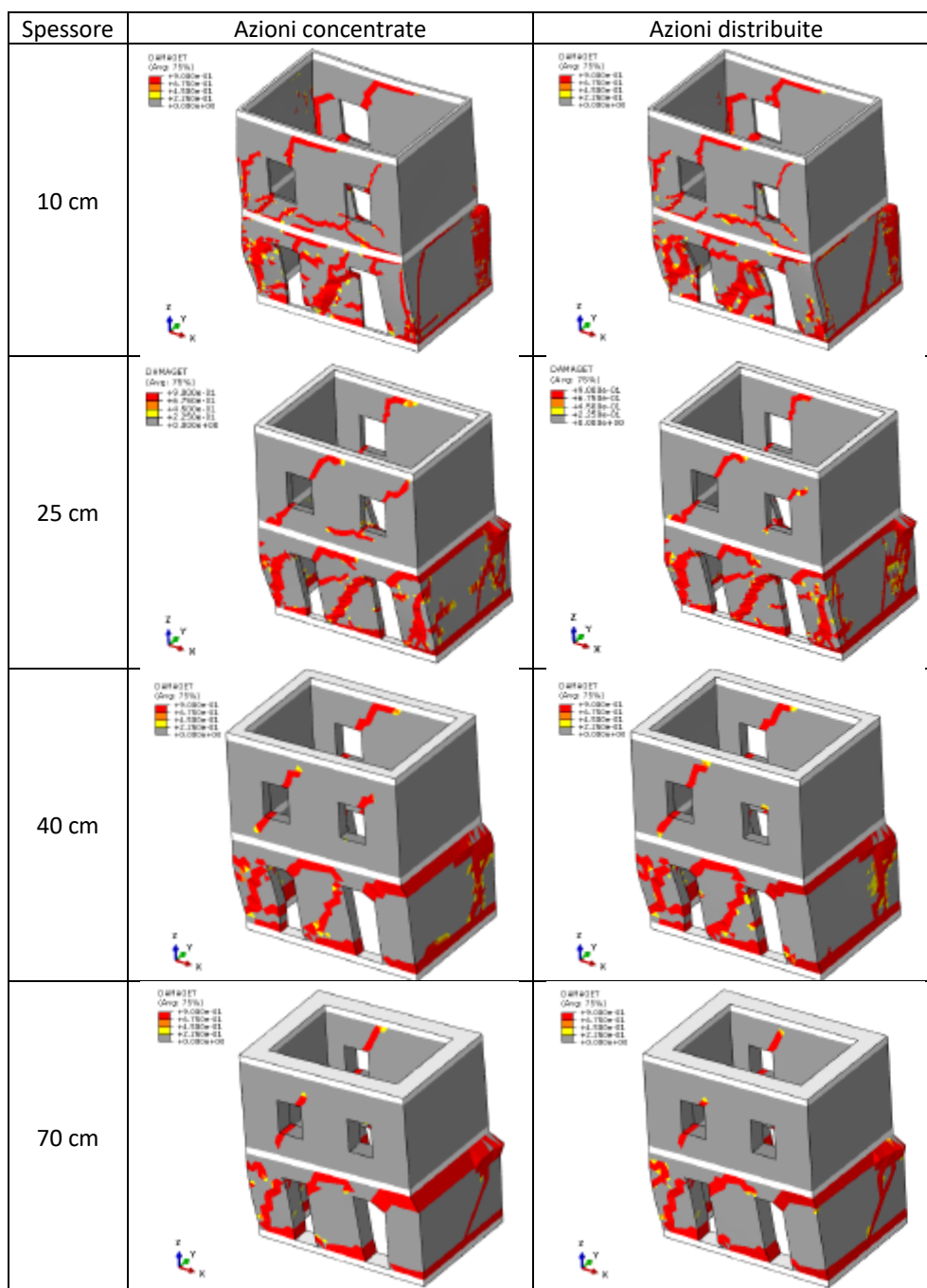


Tabella E.2 - Influenza della modalità di applicazione dei carichi orizzontali nel caso della struttura benchmark n.4 al variare dello spessore: danno a trazione in caso di distribuzione “uniforme”.

BIBLIOGRAFIA

- Berto, L., Doria, A., Faccio, P., Saetta, A., & Talledo, D. (2017). Vulnerability Analysis of Built Cultural Heritage: A Multidisciplinary Approach for Studying the Palladio's Tempietto Barbaro. *International Journal of Architectural Heritage*, 11(6), 773-790.
- Betti, M., Galano, L., & Vignoli, A. (2014). Comparative analysis on the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms. *Engineering Structures*, 61, 195-208.
- 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 & Structures*, 213, 51-71.
- Mallardo, V., Malvezzi, R., Milani, E., & Milani, G. (2008). Seismic vulnerability of historical masonry buildings: a case study in Ferrara. *Engineering Structures*, 30(8), 2223-2241.
- Marino, S., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2019). Are the nonlinear static procedures feasible for the seismic assessment of irregular existing masonry buildings?. *Engineering Structures*, 200, 109700.

SCHEDA DI APPROFONDIMENTO F

CONTROLLI SULLA DISTRIBUZIONE DEI CARICHI E DELLE MASSE STRUTTURALI

OBIETTIVO	Esemplificare i calcoli manuali che l'utente potrebbe effettuare al fine di svolgere un controllo puntuale della distribuzione dei carichi e delle masse strutturali
CASO STUDIO	- Struttura benchmark n°3 – Parete 2D multipiano - Struttura benchmark n°4 – struttura 3D rappresentativa di un edificio semplice mono-cellula bi-piano
SOFTWARE	Calcoli manuali

F.1 OBIETTIVO DELL'APPROFONDIMENTO

La scheda di approfondimento intende fornire all'utente strumenti per la verifica dell'affidabilità dei risultati derivanti dai *software* impiegati e per un'analisi critica in merito alla qualità e correttezza della soluzione ottenuta. In particolare, presenta alcuni calcoli manuali che potrebbero essere operati al fine di evitare errori grossolani, che potrebbero derivare ad esempio da un errato inserimento dei parametri del modello nel *software* di calcolo. Un aspetto del processo di modellazione che influenza la risposta numerica è infatti rappresentato dal criterio adottato per la ripartizione dei carichi e delle masse di piano fra gli elementi strutturali. Tali criteri hanno poi effetto sulla definizione del baricentro delle masse della struttura e sul contributo di resistenza offerto dagli elementi strutturali ad asse verticale, che è strettamente dipendente dal livello di sollecitazione assiale cui tali elementi sono sottoposti durante l'evoluzione dell'analisi.

Uno dei più semplici nonché primi controlli che l'utente può effettuare sull'affidabilità del modello numerico generato attraverso un programma di calcolo è rappresentato pertanto dalla verifica della distribuzione dei carichi gravitazionali e delle masse strutturali determinata dal *software*.

A tale scopo, nel seguito sono riportati alcuni calcoli manuali esemplificati a titolo di esempio per la **struttura benchmark n°3 (parete 2D multipiano)** e la **struttura benchmark n°4 (struttura 3D rappresentativa di un edificio semplice mono-cellula bi-piano)**.

In particolare, nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione - *in funzione dei dati geometrici e dei pesi dei materiali assegnati* - del carico gravitazionale e della massa strutturale a livello di singolo pannello murario e di piano nel caso della struttura benchmark n° 3 (§F.2) e a livello di singolo pannello murario, di parete e di piano della struttura benchmark n°4 (§F.3).

In particolare, nel calcolo del carico gravante su ogni pannello murario sono stati considerati i seguenti contributi:

- W peso proprio della porzione di maschio murario attribuita convenzionalmente al nodo di estremità superiore dell'elemento, corrispondente al peso della metà superiore del pannello stesso e (se presente) della metà inferiore del pannello soprastante avente come estremo inferiore lo stesso nodo;

- Q risultante dei carichi trasmessi dal solaio di piano al nodo di estremità superiore dell'elemento;
- $W_{f,l}$ quota di peso proprio della fascia muraria sinistra (se presente) attribuita convenzionalmente al nodo di estremità superiore dell'elemento, assunta pari al peso di metà dell'elemento ad asse orizzontale;
- $W_{f,r}$ quota di peso proprio della fascia muraria destra (se presente) attribuita convenzionalmente al nodo di estremità superiore dell'elemento, assunta pari al peso di metà dell'elemento ad asse orizzontale;
- W_c quota di peso proprio del cordolo continuo in c.a. (se presente) attribuita al nodo di estremità superiore dell'elemento, definita convenzionalmente come peso della porzione di elemento ad asse orizzontale delimitata (da ciascuna parte rispetto all'asse baricentrico del pannello) dalla mezzeria dell'apertura (quando presente) o dall'estremità della sezione trasversale del pannello stesso.

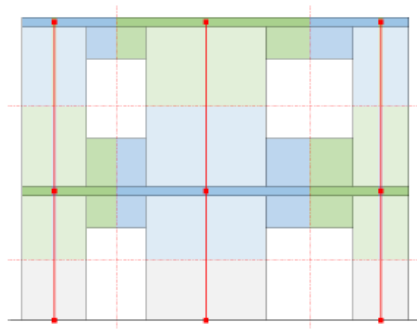


Figura F.1 Identificazione della porzione dei differenti elementi strutturali il cui peso proprio è considerato nella definizione dei carichi gravitazionali gravanti sui pannelli murari in corrispondenza dei nodi di estremità superiore

La Figura F.2 identifica la numerazione assegnata ai vari elementi strutturali (maschi e fasce) che compongono la struttura benchmark n°3, mentre la Figura F.3 quella assegnata ai vari elementi strutturali che compongono le pareti delle configurazioni proposte per la struttura benchmark n°4. Si richiama che la geometria da adottare per ciascuno degli elementi strutturali (nel caso di approcci di modellazione a telaio equivalente) è stata condivisa al fine di eliminare eventuali incertezze epistemiche relative al processo di idealizzazione in telaio equivalente della parete in muratura (per il quale non sono definiti criteri univoci e rigorosi in letteratura, né imposti a livello normativo).

Per quanto riguarda la definizione delle configurazioni analizzate per ciascuna struttura benchmark, si rimanda al §2 del documento generale delle Linee Guida e alle corrispondenti schede di Allegato I.

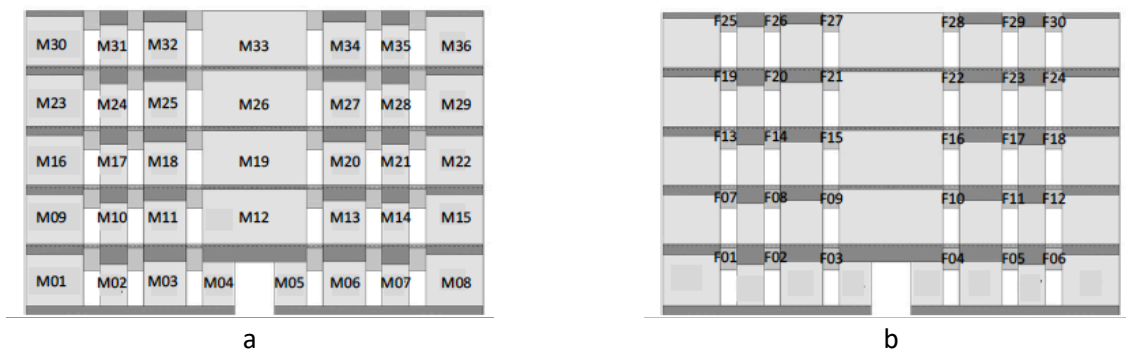


Figura F.2 Numerazione assegnata agli elementi strutturali – (a) maschi e (b) fasce delle configurazioni proposte nel caso della struttura benchmark n° 3 – parete 2D multipiano

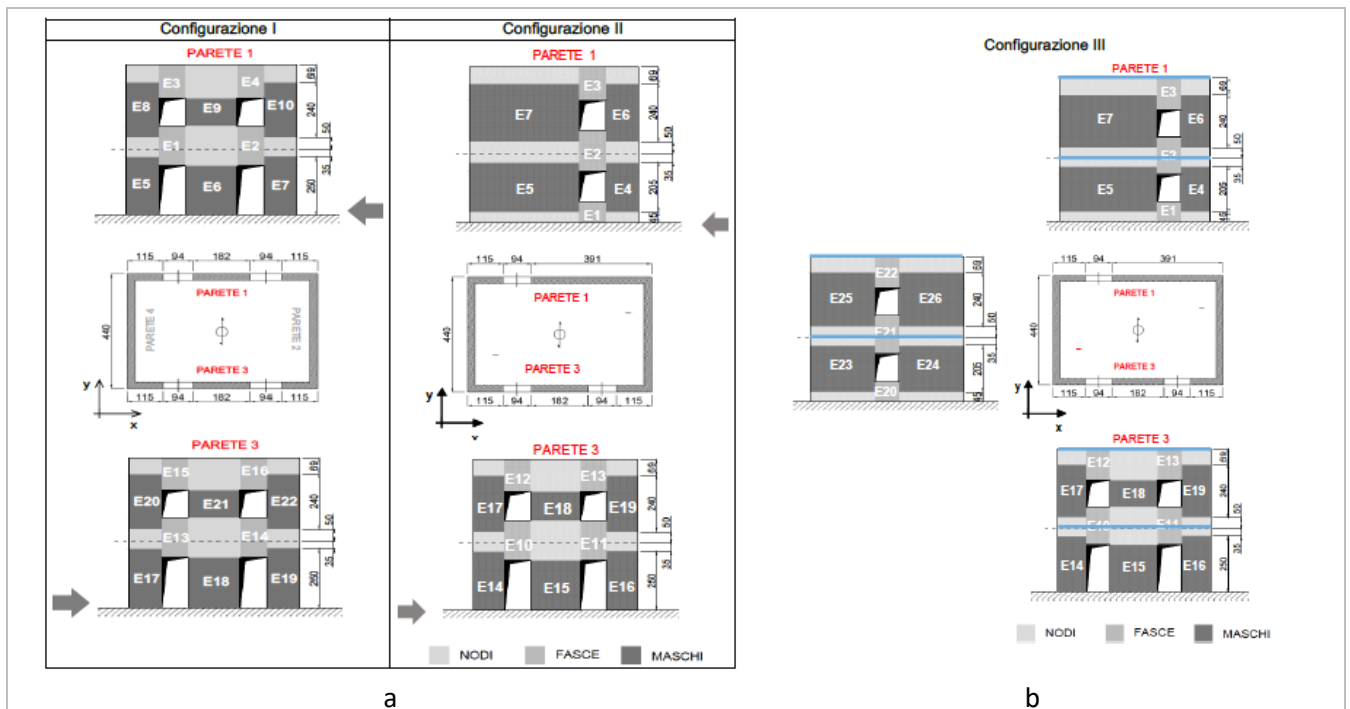


Figura F.3 Numerazione assegnata agli elementi strutturali delle configurazioni I e II (a) e della configurazione III (b), nel caso della struttura benchmark n° 4 – edificio mono-cellula bi-piano

F.2 CONTROLLI SULLA DISTRIBUZIONE DEI CARICHI E DELLE MASSE STRUTTURALI ESEGUITE SULLA STRUTTURA BENCHMARK n° 3 – PARETE 2D MULTIPIANO

Nel seguito sono chiariti i calcoli manuali relativi ai controlli sulla distribuzione dei carichi e delle masse strutturali nel caso della **struttura benchmark n°3 – parete 2D multipiano**. Nelle seguenti tabelle, sono stati in particolare analizzati i tre casi descritti al §2 del documento generale di linee guida:

- Caso A): parete composta da maschi e fasce murarie non accoppiate ad altri elementi resistenti a trazione
- 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
- 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.

Il valore di riferimento per i casi C e C-bis è evidentemente lo stesso, dal momento che l'unica differenza nella lunghezza deformabile assunta per l'elemento cordolo che incide sulla risposta strutturale ma non sul contributo effettivo offerto alla massa totale. Per garantire ciò, si è operato attraverso un'opportuna variazione di densità del materiale assegnata ai cordoli nel caso C-bis. Il calcolo delle masse gravitazionali in questo caso può variare a seconda delle ipotesi più o meno approssimate effettuate in merito alla compenetrazione tra porzione di muratura fascia e cordolo.

Si possono infatti individuare due possibili opzioni:

- la modellazione è eseguita in modo tale da evitare la compenetrazione, ovvero modellando la fascia come un singolo elemento, corrispondente al pannello murario compreso fra l'estremità superiore dell'apertura e l'intradosso del cordolo di piano.
- la modellazione è eseguita trascurando i fenomeni di compenetrazione. In questo caso le fasce murarie sono caratterizzate da un'altezza che rispetto al caso precedente risulta maggiore di

24 cm (pari all'altezza dei cordoli di piano), senza tener conto della conseguente compenetrazione fra elementi ad asse orizzontale in muratura ed in cemento armato.

Inoltre, dal momento che il Caso A) è stato ottenuto nella maggior parte dei software eliminando dal modello realizzato per il caso C) i cordoli di piano in c.a., a seconda delle ipotesi che sono state assunte in merito alla compenetrazione tra porzione di muratura fascia e cordolo, si ottiene che le fasce possono presentare una diversa altezza efficace.

Nel seguito sono riportati i valori corrispondenti al caso in cui si tenga correttamente in conto della compenetrazione e quindi il calcolo dei contributi gravitazionali sia quello più rispondente alla condizione reale effettiva.

Il calcolo delle azioni trasmesse dai solai è effettuato invece sulla base delle sole aree di influenza; sono quindi trascurati i possibili fenomeni di redistribuzione delle azioni stesse, causati ad esempio dagli effetti di accoppiamento maschio fascia nella parete. Questo aspetto può giustificare le differenze rispetto ai valori ottenuti dai modelli di calcolo come discusso al §5.5.1; ciò nonostante il calcolo manuale ivi presentato costituisce un utile strumento di controllo.

Tabella F.1 Casi C) e C-bis)– Carico gravitazionale agente sui singoli pannelli murari ai diversi livelli della parete

livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _c	W _{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	M01	67.555	41.297		3.722	7.605	120.178
1	M02	32.097	27.271	3.722	3.722	5.022	71.833
1	M03	50.172	36.947	3.722	3.722	6.804	101.366
1	M04	52.294	37.485	3.722	6.397	6.903	106.801
1	M05	52.294	37.485	6.397	3.722	6.903	106.801
1	M06	50.172	36.947	3.722	3.722	6.804	101.366
1	M07	32.097	27.271	3.722	3.722	5.022	71.833
1	M08	67.555	41.297	3.722		7.605	120.178
Totale– L1		404.235	286	28.728	28.728	52.668	800.358
livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _c	W _{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2	M09	65.290	50.971		3.240	7.605	127.106
2	M10	30.704	33.659	3.240	3.240	5.022	75.865
2	M11	48.174	45.603	3.240	3.240	6.804	107.060
2	M12	116.817	92.533	3.240	3.240	13.806	229.635
2	M13	48.174	45.603	3.240	3.240	6.804	107.060
2	M14	30.704	33.659	3.240	3.240	5.022	75.865
2	M15	65.290	50.971	3.240		7.605	127.106
Totale– L2		405.152	353	19.439	19.439	52.668	849.697
livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _c	W _{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3	M16	65.290	50.971		3.240	7.605	127.106
3	M17	30.704	33.659	3.240	3.240	5.022	75.865
3	M18	48.174	45.603	3.240	3.240	6.804	107.060
3	M19	116.817	92.533	3.240	3.240	13.806	229.635
3	M20	48.174	45.603	3.240	3.240	6.804	107.060
3	M21	30.704	33.659	3.240	3.240	5.022	75.865
3	M22	65.290	50.971	3.240		7.605	127.106

Totale– L3		405.152	353	19.439	19.439	52.668	849.697
livello	elemento	W	Q	Wf,l	Wf,r	Wc	Wtot
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	M23	51.606	49.816		3.240	7.605	112.267
4	M24	25.404	32.896	3.240	3.240	5.022	69.802
4	M25	39.290	44.569	3.240	3.240	6.804	97.143
4	M26	89.831	90.436	3.240	3.240	13.806	200.552
4	M27	39.290	44.569	3.240	3.240	6.804	97.143
4	M28	25.404	32.896	3.240	3.240	5.022	69.802
4	M29	51.606	49.816	3.240		7.605	112.267
Totale– L4		322.430	345	19.439	19.439	52.668	758.975
livello	elemento	W	Q	Wf,l	Wf,r	Wc	Wtot
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
5	M30	19.207	7.653		1.742	0	28.602
5	M31	10.355	5.054	1.742	1.742	0	18.893
5	M32	15.583	6.847	1.742	1.742	0	25.914
5	M33	31.448	13.893	1.742	1.742	0	48.826
5	M34	15.583	6.847	1.742	1.742	0	25.914
5	M35	10.355	5.054	1.742	1.742	0	18.893
5	M36	19.207	7.653	1.742		0	28.602
Totale– L5		121.738	53	10.453	10.453	0	195.644

Tabella F.2 Casi C) e C-bis) – carichi e masse gravitazionali: risultanti ai diversi livelli (relative alla quota baricentrica di ciascun livello)

	L1	L2	L3	L4	L5	W _{tot}	M _{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[KG]
p. proprio	514.358	496.697	496.697	413.975	142.644	2064.373	210435.567
p. solaio	286	353	353	345	53	1390	141692.151
p. fasce	57.456	38.877	38.877	38.877	20.906	194.993	19877.003
p.cordoli	52.668	52.668	52.668	52.668	0	210.672	21475.229
totale	800.358	849.697	849.697	758.975	195.644	3454.373	352127.718

Tabella F.3 Caso A) – Carico gravitazionale agente sui singoli pannelli murari ai diversi livelli della parete

livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _c	W _{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	M01	72.083	41.297		3.722	0	117.102
1	M02	34.227	27.271	3.722	3.722	0	68.941
1	M03	53.513	36.947	3.722	3.722	0	97.904
1	M04	54.779	37.485	3.722	7.964	0	103.949
1	M05	54.779	37.485	7.964	3.722	0	103.949
1	M06	53.513	36.947	3.722	3.722	0	97.904
1	M07	34.227	27.271	3.722	3.722	0	68.941
1	M08	72.083	41.297	3.722		0	117.102
Totale– L1		429.204	286	30.295	30.295	0	775.793
livello	elemento	W	Q	Wf,l	Wf,r	Wc	Wtot
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]

2	M09	69.819	50.971		3.240	0	124.030
2	M10	32.834	33.659	3.240	3.240	0	72.973
2	M11	51.515	45.603	3.240	3.240	0	103.598
2	M12	124.919	92.533	3.240	3.240	0	223.932
2	M13	51.515	45.603	3.240	3.240	0	103.598
2	M14	32.834	33.659	3.240	3.240	0	72.973
2	M15	69.819	50.971	3.240		0	124.030
Totale- L2		433.255	353	19.439	19.439	0	825.133
livello	elemento	W	Q	Wf,l	Wf,r	Wc	Wtot
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3	M16	69.819	50.971		3.240	0	124.030
3	M17	32.834	33.659	3.240	3.240	0	72.973
3	M18	51.515	45.603	3.240	3.240	0	103.598
3	M19	124.919	92.533	3.240	3.240	0	223.932
3	M20	51.515	45.603	3.240	3.240	0	103.598
3	M21	32.834	33.659	3.240	3.240	0	72.973
3	M22	69.819	50.971	3.240		0	124.030
Totale- L3		433.255	353	19.439	19.439	0	825.133
livello	elemento	W	Q	Wf,l	Wf,r	Wc	Wtot
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	M16	56.134	49.816		3.240	0	109.191
4	M17	27.534	32.896	3.240	3.240	0	66.910
4	M18	42.632	44.569	3.240	3.240	0	93.681
4	M19	97.933	90.436	3.240	3.240	0	194.849
4	M20	42.632	44.569	3.240	3.240	0	93.681
4	M21	27.534	32.896	3.240	3.240	0	66.910
4	M22	56.134	49.816	3.240		0	109.191
Totale- L4		350.533	345	19.439	19.439	0	734.411
livello	elemento	W	Q	Wf,l	Wf,r	Wc	Wtot
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	M16	19.207	7.653		1.742	0	28.602
4	M17	10.355	5.054	1.742	1.742	0	18.893
4	M18	15.583	6.847	1.742	1.742	0	25.914
4	M19	31.448	13.893	1.742	1.742	0	48.826
4	M20	15.583	6.847	1.742	1.742	0	25.914
4	M21	10.355	5.054	1.742	1.742	0	18.893
4	M22	19.207	7.653	1.742		0	28.602
Totale- L5		121.738	53	10.453	10.453	0	195.644

Tabella F.4 Caso A) – Carichi e masse gravitazionali: risultanti ai diversi livelli (relative alla quota baricentrica di ciascun livello)

	L1	L2	L3	L4	L5	W_{tot}	M_{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[KG]
p. proprio	489.793	472.133	472.133	389.411	142.644	1966.113	200419.273
p. solaio	286	353	353	345	53	1390	141692.151
p. fasce	60.589	38.877	38.877	38.877	20.906	198.127	20196.416
totale	775.793	825.133	825.133	734.411	195.644	3356.113	342111.424

A partire da questi calcoli è inoltre possibile ottenere il valore di sforzo normale a peso proprio agente in ciascuno degli otto maschi alla base della parete; tali valori, che si riferiscono alla quota baricentrica di ciascun maschio, sono riportati nella seguente tabella.

Tabella F.5 Sforzo normale a peso proprio agente nei maschi alla base della parete

	Caso A)	Casi C) e C Bis)
M01	502.955	515.260
M02	300.689	312.258
M03	424.693	438.543
M04	449.718	461.125
M05	449.718	461.125
M06	424.693	438.543
M07	300.689	312.258
M08	502.955	515.260
TOT [KN]	3356.113	3454.373
TOT [kg]	342111.424	352127.718

Si precisa inoltre che, siccome i calcoli precedenti sono stati effettuati in riferimento alla quota baricentrica di ogni livello, al fine di ottenere l'effettiva massa totale della parete si deve ancora aggiungere ai valori di carico e di massa gravitazionale totali, indicati nelle caselle evidenziate in giallo in Tabella F.2 e F.4, il peso proprio di metà di ciascuno dei maschi del piano terra. Eseguendo questo ulteriore passaggio si ottengono i valori riportati in Tabella F.6.

Tabella F.6 Casi A), C) e C-bis) - carichi e masse gravitazionali totali alla base della parete

	W_{tot}	M_{tot}
	[kN]	[t]
Casi C e C Bis	3693.682	376522.111
Caso A	3595.422	366505.818

In Tabella F.7 sono riportati inoltre anche i valori delle risultanti totali ai vari livelli nel caso in cui si trascuri - in via approssimata - l'effetto di compenetrazione e il conseguente errore commesso (espresso in percentuale).

Tabella F.7 Casi C) e C-bis) - carichi e masse gravitazionali: risultanti totali ai vari livelli riferite alla quota baricentrica di ciascun livello- nel caso in cui trascuri l'effetto di compenetrazione

	L1	L2	L3	L4	L5	W_{tot}	M_{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[KG]
p. proprio	550.172	532.512	532.512	449.790	142.644	2207.630	225038.723
p. solaio	286	353	353	345	53	1390	141692.1509
p. fasce	68.300	46.589	46.589	46.589	20.906	228.972	23340.636
totale	836.172	885.512	885.512	794.790	195.644	3597.630	366730.874
errore [%]	4.475	4.215	4.215	4.719	0.000	4.147	4.147

In merito al Caso A) si riportano infine in Tabella F.8 le risultanti totali ai vari livelli anche nel caso in cui, a seguito dell'assunzione di trascurare gli effetti di compenetrazione, si ottenga un modello con fasce caratterizzate da un'altezza efficace maggiorata dell'altezza del cordolo. Anche in questo caso viene indicato l'errore commesso rispetto all'ipotesi corretta, che risulta comunque molto modesto.

Tabella F.8 Caso A) - carichi e masse gravitazionali: risultanti totali ai vari livelli riferite alla quota baricentrica di ciascun livello- nel caso in cui trascuri l'effetto di compenetrazione

	L1	L2	L3	L4	L5	W _{tot}	M _{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[Kg]
p. proprio	497.504	479.844	479.844	397.122	142.644	1996.958	203563.493
p. solaio	286	353	353	345	53	1390	141692.151
p. fasce	68.300	46.589	46.589	46.589	20.906	228.972	23340.636
totale	783.504	832.844	832.844	742.122	195.644	3386.958	345255.644
errore [%]	0.994	0.935	0.935	1.050	0	0.919	0.919

In Tabella F.9 si riportano infine, per le varie configurazioni analizzate, i valori che si ottengono in termini di massa totale della parete nel caso in cui vengano trascurati gli effetti di compenetrazione fascia-cordolo, corredati del relativo errore percentuale rispetto ai dati precedenti, ottenuti invece assumendo le corrette ipotesi di modellazione.

Tabella F.9 Casi A), C) e C-bis) - carichi e masse gravitazionali totali alla base della parete ottenute trascurando gli effetti di compenetrazione fascia-cordolo

	W _{tot}	M _{tot}	Scarto
	[kN]	[kg]	[%]
Caso A)	3626.267	369650.038	0.858
Casi C) e C Bis)	3836.939	391125.267	3.878

F.3 CONTROLLI SULLA DISTRIBUZIONE DEI CARICHI E DELLE MASSE STRUTTURALI ESEGUITE SULLA STRUTTURA BENCHMARK n° 4 – EDIFICIO MONOCELLULA BIPIANO

Nel seguito sono chiariti i calcoli manuali relativi ai controlli sulla distribuzione dei carichi e delle masse strutturali per la **struttura benchmark n°4 - edificio mono-cellula bi-piano**.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori che esplicitano i calcoli suddetti nel caso delle configurazioni I e II per i casi A e B in cui le fasce risultano non accoppiate ad alcun elemento strutturale oppure accoppiate alle catene (con contributo trascurabile alla valutazione dei carichi gravitazionali).

Si precisa inoltre che il calcolo delle azioni trasmesse dai solai è effettuato sulla base delle sole aree di influenza; sono trascurati pertanto fenomeni di redistribuzione conseguenti alla diversa rigidità delle pareti nonché ad effetti flangia, nel caso di pareti ortogonali. Questi aspetti possono giustificare differenze rispetto ai valori ottenuti dai modelli di calcolo come discusso e mostrato al §5.6.1.

Tabella F.10 Configurazioni IA e IB – Carico gravitazionale agente sui singoli pannelli

Parete	livello	elemento [kN]	W [kN]	Q [kN]	W _{f,l} [kN]	W _{f,r} [kN]	W _{tot} [kN]
1	1	E5	14.440	31.020		3.475	48.935
1	1	E6	25.639	57.270	3.475	3.475	89.859
1	1	E7	14.440	31.020	3.475		48.935
1	2	E8	8.049	31.020		2.817	41.886
1	2	E9	14.292	57.270	2.817	2.817	77.196
1	2	E10	8.049	31.020	2.817		41.886
Totale- P1			84.909	238.620	12.584	12.584	348.698
Parete	livello	elemento [kN]	W [kN]	Q [kN]	W _{f,l} [kN]	W _{f,r} [kN]	W _{tot} [kN]
3	1	E17	14.440	31.020		3.475	48.935
3	1	E18	25.639	57.270	3.475	3.475	89.859
3	1	E19	14.440	31.020	3.475		48.935
3	2	E20	8.049	31.020		2.817	41.886
3	2	E21	14.292	57.270	2.817	2.817	77.196
3	2	E22	8.049	31.020	2.817		41.886
Totale- P3			84.909	238.620	12.584	12.584	348.698
Parete	livello	elemento [kN]	W [kN]	Q [kN]	W _{f,l} [kN]	W _{f,r} [kN]	W _{tot} [kN]
2	1	E11	58.463				58.463
2	2	E12	32.590				32.590
Totale- P2			91.052				91.052
Parete	livello	elemento [kN]	W [kN]	Q [kN]	W _{f,l} [kN]	W _{f,r} [kN]	W _{tot} [kN]
4	1	E23	58.463				58.463
4	2	E24	32.590				32.590
Totale- P4			91.052				91.052

Tabella F.11 Configurazioni IA e IB – Carichi e masse gravitazionali: risultanti totali (rispetto alla base)

	W _{P1} [kN]	W _{P3} [kN]	W _{P2} [kN]	W _{P4} [kN]	W _{tot} [kN]	M _{tot} [t]
p. proprio	109.037	109.037	116.926	116.926	451.927	46.068
p. solaio	238.620	238.620			477.240	48.648
p. fasce	25.169	25.169			50.337	5.131
totale	372.826	372.826	116.926	116.926	979.504	99.848

Tabella F.12 Configurazioni IA e IB – Carichi e masse gravitazionali: ripartizione fra i diversi livelli

livello	W _{tot} [kN]	M _{tot} [t]
0	100.004	10.194
1	492.382	50.192
2	387.118	39.462
totale	979.504	99.848

Tabella F.13 Configurazioni IIA e IIB – Carico gravitazionale agente sui singoli pannelli

Parete	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _{tot}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	1	E4	14.440	31.020		3.475	48.935
1	1	E5	53.321	88.290	3.475		145.086
1	2	E6	8.049	31.020		2.817	41.886
1	2	E7	29.723	88.290	2.817		120.830
Totale – P1			105.533	238.620	6.292	6.292	356.737
Parete	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _{tot}
3	1	E14	14.440	31.020		3.475	48.935
3	1	E15	25.639	57.270	3.475	3.475	89.859
3	1	E16	14.440	31.020	3.475		48.935
3	2	E17	8.049	31.020		2.817	41.886
3	2	E18	14.292	57.270	2.817	2.817	77.196
3	2	E19	8.049	31.020	2.817		41.886
Totale- P3			84.909	238.620	12.584	12.584	348.698
Parete	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _{tot}
2	1	E8	58.463				58.463
2	2	E9	32.590				32.590
Totale – P2			91.052				91.052
Parete	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _{tot}
4	1	E20	58.463				58.463
4	2	E21	32.590				32.590
Totale – P4			91.052				91.052

Tabella F.14 Configurazioni IIA e IIB – Carichi e masse gravitazionali: risultanti totali (rispetto alla base)

	W _{P1}	W _{P3}	W _{P2}	W _{P4}	W _{tot}	M _{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[t]
p. proprio	135.522	109.037	116.926	116.926	478.412	48.768
p. solaio	238.620	238.620			477.240	48.648
p. fasce	12.584	25.169			37.753	3.848
totale	386.726	372.826	116.926	116.926	993.404	101.264

Tabella F.15 Configurazioni IIA e IIB – Carichi e masse gravitazionali: ripartizione fra i diversi livelli

livello	W _{tot}	M _{tot}
	[kN]	[t]
0	105.865	10.792
1	498.674	50.833
2	388.865	39.640
totale	993.404	101.264

Le tabelle seguenti riportano con le stesse modalità i valori computati nel caso della configurazione III-B.

Tabella F.16 Configurazioni IIIB – Carico gravitazionale agente sui singoli pannelli

Parete	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _{tot}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	1	E4	14.440	31.020		3.475	48.935
1	1	E5	53.321	88.290	3.475		145.086
1	2	E6	8.049	31.020		2.817	41.886
1	2	E7	29.723	88.290	2.817		120.830
Totale-P1			105.533	238.620	6.292	6.292	356.737
Parete	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _{tot}
3	1	E14	14.440	31.020		3.475	48.935
3	1	E15	25.639	57.270	3.475	3.475	89.859
3	1	E16	14.440	31.020	3.475		48.935
3	2	E17	8.049	31.020		2.817	41.886
3	2	E18	14.292	57.270	2.817	2.817	77.196
3	2	E19	8.049	31.020	2.817		41.886
Totale-P3			84.909	238.620	12.584	12.584	348.698
Parete	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _{tot}
2	1	E8	58.463				58.463
2	2	E9	32.590				32.590
Totale-P2			91.052				91.052
Parete	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _{tot}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	1	E23	22.610			3.475	26.085
4	1	E24	22.610		3.475		26.085
4	2	E25	12.604			2.817	15.421
4	2	E26	12.604		2.817		15.421
Totale-P4			70.428		6.292	6.292	83.013

Tabella F.17 Configurazioni IIIB – Carichi e masse gravitazionali: risultanti totali (rispetto alla base)

	W _{P1}	W _{P2}	W _{P3}	W _{P4}	W _{tot}	M _{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[t]
p. proprio	135.522	109.037	116.926	90.442	451.927	46.068
p. solaio	238.620	238.620	0.000	0.000	477.240	48.648
p. fasce	12.584	25.169	0.000	12.584	50.337	5.131
totale	386.726	372.826	116.926	103.026	979.504	99.848

Tabella F.18 Configurazioni IIIB – Carichi e masse gravitazionali: ripartizione fra i diversi livelli

livello	W _{tot}	M _{tot}
	[kN]	[t]
0	100.004	10.194
1	492.382	50.192
2	387.118	39.462
totale	979.504	99.848

Nelle configurazioni IIC e IID alla fascia muraria è accoppiato un cordolo continuo di piano in cemento armato. Come già discusso al §F.2, Il calcolo delle masse gravitazionali in questo caso può variare a seconda delle ipotesi più o meno approssimate effettuate in merito alla compenetrazione tra porzione di muratura fascia e cordolo.

Si individuano le seguenti opzioni:

- La modellazione è eseguita in modo tale da evitare la compenetrazione spezzando l'elemento fascia in corrispondenza della quota del cordolo. Al livello del primo orizzontamento la fascia si può modellare pertanto mediante due elementi in parallelo distinti corrispondenti, rispettivamente, il primo (fascia inferiore) al pannello murario compreso fra l'estremità dell'apertura inferiore e l'intradosso del cordolo di piano ed il secondo (fascia superiore) al pannello murario compreso fra l'estradosso del cordolo e l'estremità dell'apertura superiore; al livello del secondo orizzontamento la fascia è stata invece modellata mediante un singolo elemento (fascia inferiore), corrispondente al pannello murario compreso fra l'estremità dell'apertura e l'intradosso del cordolo di piano.
- La modellazione è eseguita trascurando i fenomeni di compenetrazione. Le fasce murarie sono modellate in perfetta aderenza con i dati geometrici assegnati nella scheda benchmark, definendone dunque le altezze come nei casi IIA e IIB (rispettivamente, fasce non accoppiate ad elementi resistenti a trazione e fasce accoppiate a catene in acciaio), senza tener conto della conseguente compenetrazione fra elementi ad asse orizzontale in muratura ed in cemento armato.
- La modellazione è eseguita come nel caso precedente, trascurando i fenomeni di compenetrazione dal punto di vista geometrico ma assegnando alla fascia una densità equivalente in modo tale da tenere conto correttamente dei carichi gravitazionali.

Nel seguito sono riportati i valori corrispondenti al caso in cui si tenga correttamente in conto della compenetrazione e quindi il calcolo dei contributi gravitazionali sia quello più rispondente alla condizione reale effettiva.

Tabella F.19 Configurazioni IIC e IID – Carico gravitazionale agente sui singoli pannelli

Parete 1	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _c	W _{tot}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	1	E4	14.440	31.020		2.961	2.336	50.757
1	1	E5	53.321	88.290	2.961		6.648	151.220
1	2	E6	8.049	31.020		2.560	2.336	43.965
1	2	E7	29.723	88.290	2.560		6.648	127.222
Totale– P1			105.533	238.620	5.521	5.521	17.969	373.164
Parete 3	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _c	W _{tot}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3	1	E14	14.440	31.020		2.961	2.336	50.757
3	1	E15	25.639	57.270	2.961	2.961	4.313	93.144
3	1	E16	14.440	31.020	2.961		2.336	50.757
3	2	E17	8.049	31.020		2.560	2.336	43.965
3	2	E18	14.292	57.270	2.560	2.560	4.313	80.995
3	2	E19	8.049	31.020	2.560		2.336	43.965
Totale– P3			84.909	238.620	11.042	11.042	17.969	363.582
Parete 2	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _c	W _{tot}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2	1	E8	58.463				6.484	64.947
2	2	E9	32.590				6.484	39.074
Totale– P2			91.052				12.969	104.021
Parete 4	livello	elemento	W	Q	W _{f,l}	W _{f,r}	W _c	W _{tot}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	1	E20	58.463				6.484	64.947
4	2	E21	32.590				6.484	39.074
Totale– P4			91.052				12.969	104.021

Tabella F.20 Configurazioni IIC e IID – Carichi e masse gravitazionali: risultanti totali (rispetto alla base) – nel caso in cui si valuti correttamente l'effetto di compenetrazione

	W _{P1}	W _{P3}	W _{P2}	W _{P4}	W _{tot}	M _{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[t]
p. proprio	135.522	109.037	116.926	116.926	478.412	48.768
p. solaio	238.620	238.620			477.240	48.648
p. fasce	11.042	22.084			33.126	3.377
p.cordoli	17.969	17.969	12.969	12.969	61.875	6.307
totale	403.153	387.710	129.895	129.895	1050.653	107.100

Tabella F.21 Configurazioni IIC e IID – Carichi e masse gravitazionali: ripartizione fra i diversi livelli - nel caso in cui si valuti correttamente l'effetto di compenetrazione

livello	W _{tot}	M _{tot}
	[kN]	[t]
0	105.865	10.792
1	526.527	53.673
2	418.261	42.636
totale	1050.653	107.100

Sono riportati inoltre, nel caso delle risultanti totali differenziate per pareti, anche i valori relativi al caso in cui si trascuri - in via approssimata - l'effetto di compenetrazione e l'errore commesso (espresso in percentuale), che come evidente dalle tabelle seguenti risulta molto modesto.

Tabella F.22 Configurazioni IIC e IID – carichi e masse gravitazionali: risultanti totali (rispetto alla base) - nel caso in cui trascuri l'effetto di compenetrazione

	W_{P1}	W_{P3}	W_{P2}	W_{P4}	W_{tot}	M_{tot}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[t]
p. proprio	135.522	109.037	116.926	116.926	478.412	48.768
p. solaio	238.620	238.620			477.240	48.648
p. fasce	12.584	25.169			37.753	3.848
p.cordoli	17.969	17.969	12.969	12.969	61.875	6.307
totale	404.695	390.795	129.895	129.895	1055.279	107.572
Errore [%]	0.382	0.796	0	0	0.440	0.441

Tabella F.23 Configurazioni IIC e IID – carichi e masse gravitazionali: ripartizione fra i diversi livelli – nel caso in cui trascuri l'effetto di compenetrazione

livello	W_{tot}	M_{tot}
	[kN]	[t]
0	105.865	10.792
1	529.612	53.987
2	419.803	42.793
totale	1055.279	107.572

SCHEDA DI APPROFONDIMENTO G

CONTROLLI DI COERENZA SULL'IMPLEMENTAZIONE DI PANNELLI MURARI CON COMPORTAMENTO BILINEARE ELASTICO PERFETTAMENTE PLASTICO

OBIETTIVO	Operare un controllo di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico
CASO STUDIO	Struttura benchmark n°1 – singolo pannello
SOFTWARE	Calcoli analitici

G.1 OBIETTIVO DELL'APPROFONDIMENTO

La scheda di approfondimento intende esemplificare alcuni calcoli analitici che possono essere di supporto per operare controlli di coerenza dei risultati ottenuti nel caso di modelli per i quali i *pannelli murari sono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico*. Si riportano a tal fine in forma tabellare i dati dei domini di resistenza adottati a riferimento nel Documento Generale. Oltre che fornire ulteriori dettagli su come possano essere calcolati ulteriori parametri di confronto (ad esempio di rigidità e di spostamento ultimo).

G.2 CRITERI ADOTTATI PER CALCOLARE LA SOLUZIONE ANALITICA DI RIFERIMENTO ALLA SCALA DEL SINGOLO PANNELLO

I modelli interpretativi adottati a riferimento per il calcolo del taglio ultimo sono coerenti con alcune proposte di letteratura al variare di diverse modalità di collasso, e ad esempio adottati nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 con la relativa Circolare 2019.

La **Tabella G.1** sintetizza le espressioni analitiche che definiscono il taglio ultimo corrispondente per ciascuna delle modalità di rottura proposte (ossia per pressoflessione- *pf*, per taglio per fessurazione diagonale-*td* e taglio scorrimento -*ts*). Esse esprimono una relazione in termini di caratteristiche generalizzate V ed N in funzione di caratteristiche geometriche del pannello e meccaniche del materiale.

Il taglio ultimo del pannello V_u è definito come la minima previsione tra le modalità di rottura di volta in volta considerate e specificato nelle schede delle strutture benchmark proposte, ossia come minimo tra V_u^{pf} e V_u^{td} oppure minimo tra V_u^{pf} e V_u^{ts} .

Tabella G.1 Espressioni analitiche di riferimento per il calcolo del taglio ultimo del singolo pannello (la notazione dei parametri è coerente con quella delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 e relativa Circolare 2019)

	Criteria adottati per l'interpretazione delle modalità di rottura dei maschi murari	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)</p> $V_u^{pf} = \frac{M_u}{h_0} = \frac{Nl}{2h_0} \left(1 - \frac{N}{0.85 l f_d} \right)$ <p>con h_0: altezza del punto di flesso del pannello. Nel caso dello schema di vincolo a mensola $h_0=h$; nel caso di schema di 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>con b funzione della snellezza del pannello pari a 1 per $h/l > 1$; 1.5 per $h/l > 1.5$ e uguale a 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 il calcolo della lunghezza compressa della sezione l'. L'ipotesi più comune è quella di calcolarla assumendo una distribuzione lineare delle tensioni e calcolare la condizione al limite della parzializzazione. Ossia:</p> $l' = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{\alpha V h}{N} \right)$ <p>con α atto a definire la posizione del punto di flesso (ossia dipendente dallo schema statico):</p> $\alpha = \left \frac{M_{max}}{M_{max} + M_{min}} \right $ <p>in cui M_{max} e M_{min} sono i momenti che si verificano alle estremità del pannello. Imponendo inoltre l'ulteriore limitazione di f_{vd} data da f_{vlim} si ottiene:</p> $V_u^{ts} = \min \left(\frac{1}{2} N \frac{3f_{vo} lt + 2\mu N}{3\alpha f_{vo} ht + N}; \frac{3}{2} N \left(\frac{f_{v,lim} lt}{3\alpha f_{v,lim} ht + N} \right) \right)$
<p>Lista dei simboli adottati: 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)</p>		

Per il controllo della rigidezza iniziale del pannello K_e , si può adottare la seguente espressione (dalla teoria della trave elastica deformabile a taglio secondo la formulazione di Timoshenko):

$$K_e = \left(\frac{h^3}{k_1 k_2 EJ} + \frac{h}{k_2 GA_v} \right)^{-1} \quad (1)$$

in cui: k_1 è un coefficiente che tiene conto della condizione di vincolo (pari a 12 nel caso del doppio incastro e 3 nel caso della mensola); A_v è l'area di taglio, ottenuta usualmente dividendo l'area della sezione trasversale per 1.2; I è il momento di inerzia della sezione trasversale del pannello; E e G sono il modulo di Young e il modulo di taglio della muratura; k_2 è un coefficiente atto a tenere conto convenzionalmente degli effetti associati al degrado per fessurazione. Riguardo a quest'ultimo aspetto è infatti da osservare che nel caso di legame bilineare il degrado della rigidezza progressiva del pannello può essere tenuto in conto convenzionalmente adottando dei valori di rigidezza dei moduli rappresentativi di condizioni fessurate. Questo può essere ottenuto riducendo convenzionalmente o le proprietà della sezione (momento di inerzia, area a taglio) oppure i moduli elastici.

Nelle schede delle strutture benchmark proposte è stato proposto l'uso del fattore correttivo pari a 0.5, ma anche il valore 0.75 al fine di verificare la flessibilità dei programmi di calcolo nell'assegnare anche valori dei parametri più diversificati.

Evidentemente il valore dello spostamento a snervamento sarà fornito dal rapporto V_u/K .

Per quanto riguarda lo spostamento ultimo esso è condizionato dal raggiungimento del valore di *drift* ultimo assegnato.

Questo valore limite, come proposto comunemente anche nei documenti normativi a carattere nazionale ed internazionale, dipende solo dalla geometria. In particolare sono stati assunti a riferimento i seguenti valori: 0.4% dell'altezza nel caso di danneggiamento a taglio; 0.8% dell'altezza nel caso di danneggiamento a presso flessione (ridotto poi a 0.6% nel caso di strutture esistenti). In alcune normative tali valori limite tengono anche conto della condizione di vincolo oppure del grado di compressione agente sul pannello.

Non è oggetto del presente prodotto discutere in merito al significato meccanico di tale parametro e a quali formulazioni siano più attendibili.

E' da rilevare tuttavia che le normative generalmente non esplicitano in modo univoco come il "*drift*" debba essere computato. In letteratura sono proposte diverse espressioni che conducono allo stesso valore nel caso di schema di doppio incastro dove entrano in gioco esclusivamente gli spostamenti orizzontali di estremità del pannello, mentre possono dare risultati diversi nel caso in cui siano presenti anche delle rotazioni all'estremità dell'elemento.

Per tale ragione mentre è attesa una uguaglianza rigorosa dello spostamento ultimo nel caso dello schema di doppio incastro, potrebbero esserci delle differenze nel caso dello schema di mensola al variare della formulazione impiegata dal programma per il calcolo del *drift*.

Fatte tali premesse, che chiariscono i criteri adottati per ottenere la soluzione analitica di riferimento alla scala del singolo pannello, la **Tabella G.2** riassume i dati assegnati per le strutture benchmark n°1A e 1B per poi riportare le soluzioni che sono state adottate per la verifica dei risultati ottenuti tramite i programmi di calcolo.

Tabella G.2 Riepilogo dei dati assegnati per la struttura benchmark n° 1A (singolo pannello in muratura di pietra) e 1B (singolo pannello in muratura in mattoni)

Dati assegnati	Struttura benchmark n° 1A <i>Pannello di muratura in pietra a spacco di fissata geometria da analizzare al variare di due condizioni di vincolo</i>	Struttura benchmark n° 1B <i>Due pannelli di muratura in mattoni e malta di calce e fissato vincolo al variare di due snellezze</i>
Dati geometrici e schema di vincolo	Geometria : B= 2.5 m ; H= 2.5 m ; t =0.5 m Schema di vincolo: caso I) doppio incastro ; caso II) mensola	Due pannelli caratterizzati da differenti snellezze: Caso I ($\lambda=1.35$) : B= 1 m ; H= 1.35 m ; t = 0.25 m Caso II ($\lambda=2$) : B= 1 m ; H= 2 m ; t = 0.25 m Schema di vincolo: doppio incastro
Tipologia di muratura	pietra a spacco con buona tessitura	mattoni pieni e malta di calce
Parametri meccanici	E = 1740 [MPa] ; G= 580 [MPa]; w = 21 kN/m ³ I moduli E e G sono assegnati come rappresentativi di condizioni elastiche iniziali. Stato fessurato: da ottenere applicando un fattore riduttivo pari a 0.5 alla rigidezza elastica iniziale $\tau_0 = 0.065$ [MPa]; $f_m = 3.2$ [MPa]; FC = 1.2	E =1800 [MPa] ; G = 600 [MPa] ; w = 17.50 kN/m ³ I moduli E e G sono assegnati come rappresentativi di condizioni elastiche iniziali. Stato fessurato: da ottenere applicando un fattore riduttivo pari a 0.5 alla rigidezza elastica iniziale; nel caso del pannello I considerare anche un fattore riduttivo pari a 0.75 (per il solo carico P applicato pari a 150 kN) $f_{tm} = 0.04$ [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
Criteri di resistenza da adottare	taglio per fessurazione diagonale; pressoflessione	taglio per scorrimento su sezione parzializzata (e nel caso del pannello I in alternativa adottare anche il criterio per taglio per fessurazione diagonale); pressoflessione
Condizioni di carico	P = 160, 400, 600 [kN] Con P carico applicato in testa al pannello	P = 150, 400, 600 [kN] Con P carico applicato in testa al pannello
Tipo di analisi da eseguire	Analisi in controllo di spostamento: $u_{max} = 0.02$ m	Analisi in controllo di spostamento: $u_{max} = 0.025$ m

Usualmente, nel caso del criterio per taglio per fessurazione diagonale è assunto a riferimento il valore dello sforzo normale agente al centro del pannello, ossia pari a $P+W/2$, con P pari al carico assegnato in sommità dell'elemento. Tale ipotesi è coerente con il modello interpretativo adottato, che presuppone che la massima resistenza del pannello si ottenga quando al centro del pannello sia raggiunto il valore limite della tensione assunta a riferimento (nello specifico coerentemente con il criterio adottato, quando la tensione massima principale raggiunge il valore convenzionale adottato per la resistenza a trazione per fessurazione diagonale della muratura). Nel caso del criterio a pressoflessione, per il calcolo del momento ultimo della sezione, e taglio scorrimento dovrebbero essere adottati più correttamente i valori dello sforzo normale agente nella sezione di interesse (quindi P per quella sommitale e $P+W$ per quella di base). In maniera convenzionale spesso i programmi di calcolo fanno riferimento anche in questo caso al valore dello sforzo normale al centro del pannello.

G.3 SOLUZIONI ANALITICHE DI RIFERIMENTO

La figura seguente illustra i criteri di resistenza sopra introdotti nel caso della struttura benchmark 1A e i risultanti domini di resistenza nel caso delle due condizioni di vincolo assegnate di mensola e doppio incastro.

Nel caso del benchmark 1A, il peso del pannello (W) risulta pari a 65.625 kN.

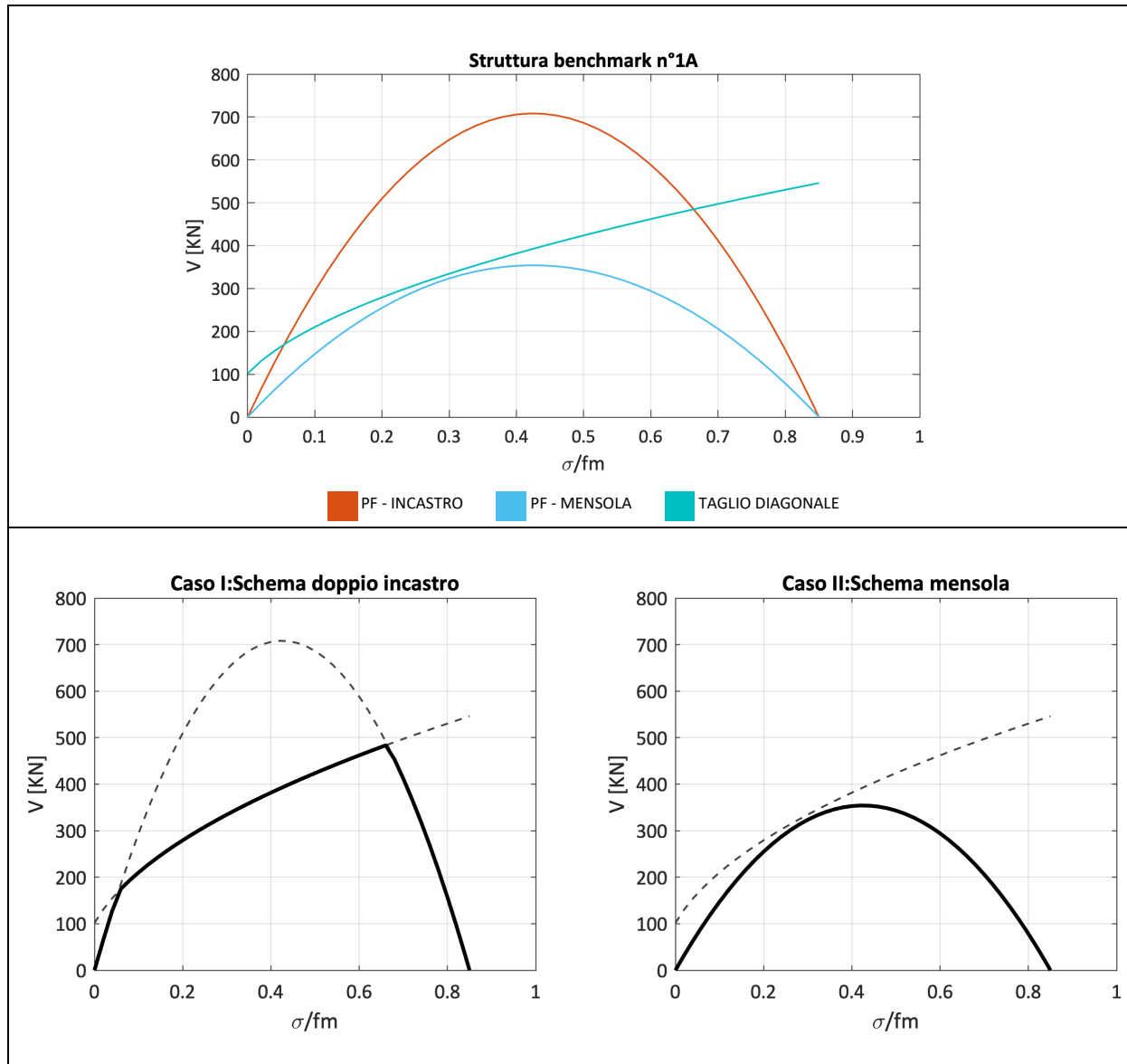


Figura G.1 Rappresentazione dei criteri di resistenza e dei domini di resistenza (linea nera continua) per la struttura benchmark n° 1A

La **Tabella G.3** riporta i valori di riferimento per il controllo della soluzione numerica ottenuta dai software nel caso in cui si assuma N pari a $P+W/2$, e per un valore convenzionale pari anche a P (ossia trascurando l'effetto del peso proprio).

Tabella G.3 Soluzione analitica di riferimento per la struttura benchmark n° 1A (tra parentesi è indicata la modalità di rottura attesa)

Valore di N	N [kN]	Vu – Caso I - incastro [kN]	Vu – Caso II - mensola [kN]
P + W/ 2 Con W = 65.625 kN	192.81	172.91 (TD)	89.85 (PF)
	432.81	232.96(TD)	183.35 (PF)
	632.81	273.10(TD)	245.74 (PF)
P	160	150.96 (PF)	75.48 (PF)
	400	225.70(TD)	171.76 (PF)
	600	266.93(TD)	236.47 (PF)

Tabella G.4 Valori numerici dei domini di resistenza di riferimento della struttura benchmark n° 1A (schema mensola)

Struttura benchmark n° 1A – Caso II: SCHEMA MENSOLA						
σ/f_d	N [kN]	Mu [kNm]	V_pf [kN]	V_td [kN]	Vu [kN]	rottura
0	0.00	0.00	0.00	101.56	0.00	PF
0.02	66.67	81.37	32.55	130.71	32.55	PF
0.04	133.33	158.82	63.53	154.46	63.53	PF
0.06	200.00	232.35	92.94	175.01	92.94	PF
0.08	266.67	301.96	120.78	193.39	120.78	PF
0.1	333.33	367.65	147.06	210.16	147.06	PF
0.12	400.00	429.41	171.76	225.70	171.76	PF
0.14	466.67	487.25	194.90	240.23	194.90	PF
0.16	533.33	541.18	216.47	253.93	216.47	PF
0.18	600.00	591.18	236.47	266.93	236.47	PF
0.2	666.67	637.25	254.90	279.33	254.90	PF
0.22	733.33	679.41	271.76	291.19	271.76	PF
0.24	800.00	717.65	287.06	302.60	287.06	PF
0.26	866.67	751.96	300.78	313.59	300.78	PF
0.28	933.33	782.35	312.94	324.20	312.94	PF
0.3	1000.00	808.82	323.53	334.48	323.53	PF
0.32	1066.67	831.37	332.55	344.45	332.55	PF
0.34	1133.33	850.00	340.00	354.15	340.00	PF
0.36	1200.00	864.71	345.88	363.58	345.88	PF
0.38	1266.67	875.49	350.20	372.77	350.20	PF
0.4	1333.33	882.35	352.94	381.75	352.94	PF
0.42	1400.00	885.29	354.12	390.52	354.12	PF
0.44	1466.67	884.31	353.73	399.09	353.73	PF
0.46	1533.33	879.41	351.76	407.49	351.76	PF
0.48	1600.00	870.59	348.24	415.71	348.24	PF
0.5	1666.67	857.84	343.14	423.78	343.14	PF
0.52	1733.33	841.18	336.47	431.69	336.47	PF
0.54	1800.00	820.59	328.24	439.46	328.24	PF
0.56	1866.67	796.08	318.43	447.10	318.43	PF
0.58	1933.33	767.65	307.06	454.61	307.06	PF
0.6	2000.00	735.29	294.12	462.00	294.12	PF
0.62	2066.67	699.02	279.61	469.27	279.61	PF
0.64	2133.33	658.82	263.53	476.43	263.53	PF
0.66	2200.00	614.71	245.88	483.48	245.88	PF
0.68	2266.67	566.67	226.67	490.43	226.67	PF
0.7	2333.33	514.71	205.88	497.29	205.88	PF
0.72	2400.00	458.82	183.53	504.05	183.53	PF
0.74	2466.67	399.02	159.61	510.72	159.61	PF
0.76	2533.33	335.29	134.12	517.31	134.12	PF
0.78	2600.00	267.65	107.06	523.81	107.06	PF
0.8	2666.67	196.08	78.43	530.23	78.43	PF
0.82	2733.33	120.59	48.24	536.58	48.24	PF
0.84	2800.00	41.18	16.47	542.85	16.47	PF
0.85	2833.33	0.00	0.00	545.96	0.00	PF

Tabella G.5 Valori numerici dei domini di resistenza di riferimento della struttura benchmark n° 1A (schema incastro)

Struttura benchmark n° 1A – Caso I: SCHEMA INCASTRO						
σ/f_d	N [kN]	Mu [kNm]	V_pf [kN]	V_td [kN]	Vu [kN]	rottura
0	0.00	0.00	0.00	101.56	0.00	PF
0.02	66.67	81.37	65.10	130.71	65.10	PF
0.04	133.33	158.82	127.06	154.46	127.06	PF
0.06	200.00	232.35	185.88	175.01	175.01	T
0.08	266.67	301.96	241.57	193.39	193.39	T
0.1	333.33	367.65	294.12	210.16	210.16	T
0.12	400.00	429.41	343.53	225.70	225.70	T
0.14	466.67	487.25	389.80	240.23	240.23	T
0.16	533.33	541.18	432.94	253.93	253.93	T
0.18	600.00	591.18	472.94	266.93	266.93	T
0.2	666.67	637.25	509.80	279.33	279.33	T
0.22	733.33	679.41	543.53	291.19	291.19	T
0.24	800.00	717.65	574.12	302.60	302.60	T
0.26	866.67	751.96	601.57	313.59	313.59	T
0.28	933.33	782.35	625.88	324.20	324.20	T
0.3	1000.00	808.82	647.06	334.48	334.48	T
0.32	1066.67	831.37	665.10	344.45	344.45	T
0.34	1133.33	850.00	680.00	354.15	354.15	T
0.36	1200.00	864.71	691.76	363.58	363.58	T
0.38	1266.67	875.49	700.39	372.77	372.77	T
0.4	1333.33	882.35	705.88	381.75	381.75	T
0.42	1400.00	885.29	708.24	390.52	390.52	T
0.44	1466.67	884.31	707.45	399.09	399.09	T
0.46	1533.33	879.41	703.53	407.49	407.49	T
0.48	1600.00	870.59	696.47	415.71	415.71	T
0.5	1666.67	857.84	686.27	423.78	423.78	T
0.52	1733.33	841.18	672.94	431.69	431.69	T
0.54	1800.00	820.59	656.47	439.46	439.46	T
0.56	1866.67	796.08	636.86	447.10	447.10	T
0.58	1933.33	767.65	614.12	454.61	454.61	T
0.6	2000.00	735.29	588.24	462.00	462.00	T
0.62	2066.67	699.02	559.22	469.27	469.27	T
0.64	2133.33	658.82	527.06	476.43	476.43	T
0.66	2200.00	614.71	491.76	483.48	483.48	T
0.68	2266.67	566.67	453.33	490.43	453.33	PF
0.7	2333.33	514.71	411.76	497.29	411.76	PF
0.72	2400.00	458.82	367.06	504.05	367.06	PF
0.74	2466.67	399.02	319.22	510.72	319.22	PF
0.76	2533.33	335.29	268.24	517.31	268.24	PF
0.78	2600.00	267.65	214.12	523.81	214.12	PF
0.8	2666.67	196.08	156.86	530.23	156.86	PF
0.82	2733.33	120.59	96.47	536.58	96.47	PF
0.84	2800.00	41.18	32.94	542.85	32.94	PF
0.85	2833.33	0.00	0.00	545.96	0.00	PF

Analogamente, le tabelle e grafici seguenti riportano le soluzioni analitiche di riferimento nel caso della struttura benchmark n°1B.

E' necessario osservare che in questo caso nella Scheda benchmark n°1 sono forniti come dati di partenza parametri meccanici più ricchi rispetto all'esempio precedente, come ricavati dalla

sperimentazione di Anthoine et al. 1995. La disponibilità di questi dati è molto utile per la calibrazione di modelli di maggiore dettaglio ed inoltre fornisce parametri di riferimento che potrebbero essere impiegati per la valutazione di altri criteri di resistenza proposti in letteratura per l'interpretazione della modalità di rottura a taglio. Ad esempio nel caso della fessurazione diagonale, oltre il criterio proposto (che si basa sull'ipotesi di materiale isotropo, come proposto originariamente in Turnsek e Cacovic 1971), esistono altre formulazioni basate sull'interpretazione del meccanismo a scaletta che si realizza nel centro del pannello nel caso di rottura dei giunti oppure quando la rottura avvenga in prevalenza nei blocchi (Mann e Muller 1980).

Altresì questi dati potrebbero essere utili per definire con maggiore accuratezza il valore limite della resistenza a taglio per scorrimento associato alla rottura dei blocchi.

Tabella G.6 Soluzione analitica di riferimento della struttura benchmark n°1B in termini di taglio ultimo

Valore di N	N [kN]		Vu –[kN] (taglio =TS)	Vu –[kN] (taglio =TD)	Vu –[kN]
	Caso I: Snellezza =1.35	Caso II: Snellezza =2	Caso I: Snellezza =1.35		Caso II: Snellezza =2
P + W/ 2 Con :W = 5.91 kN (snellezza 1.35) W = 8.75 kN (snellezza 2)	152.95	154.38	83.71 (TS)	84.73 (TD)	68.14 (PF)
	402.95	404.38	191.96 (TS)	124.76 (TD)	140.13 (PF)
	602.95	604.38	242.23 (PF)	149.24 (TD)	163.57 (PF)
P	150	150	82.34 (TS)	84.15 (TD)	66.46 (PF)
	400	400	190.73 (TS)	124.36 (TD)	139.28 (PF)
	600	600	242.04 (PF)	148.91 (TD)	163.38 (PF)

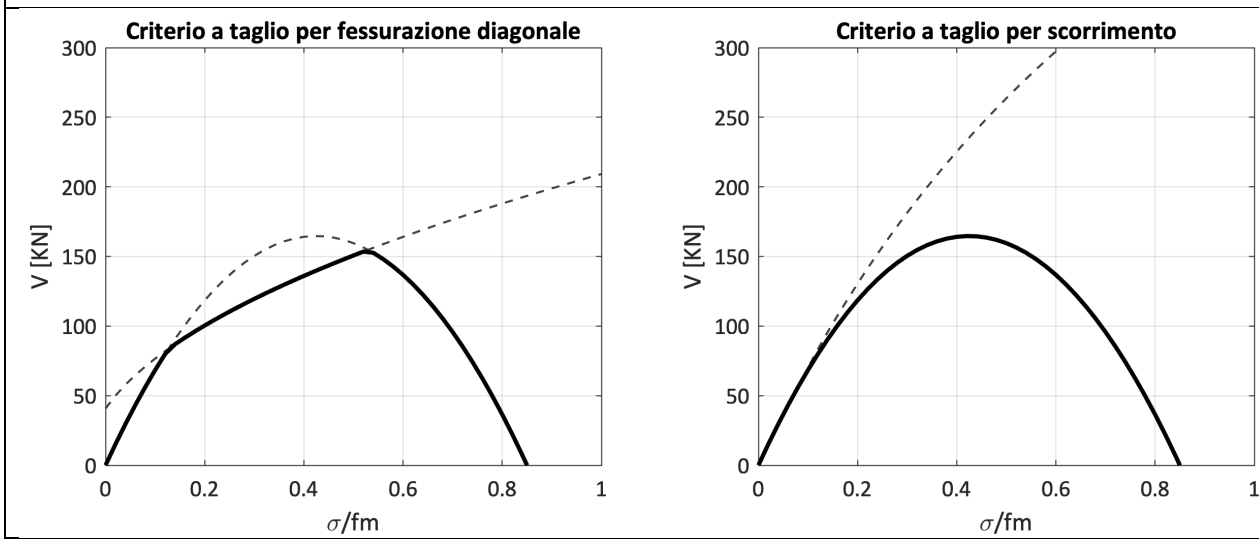
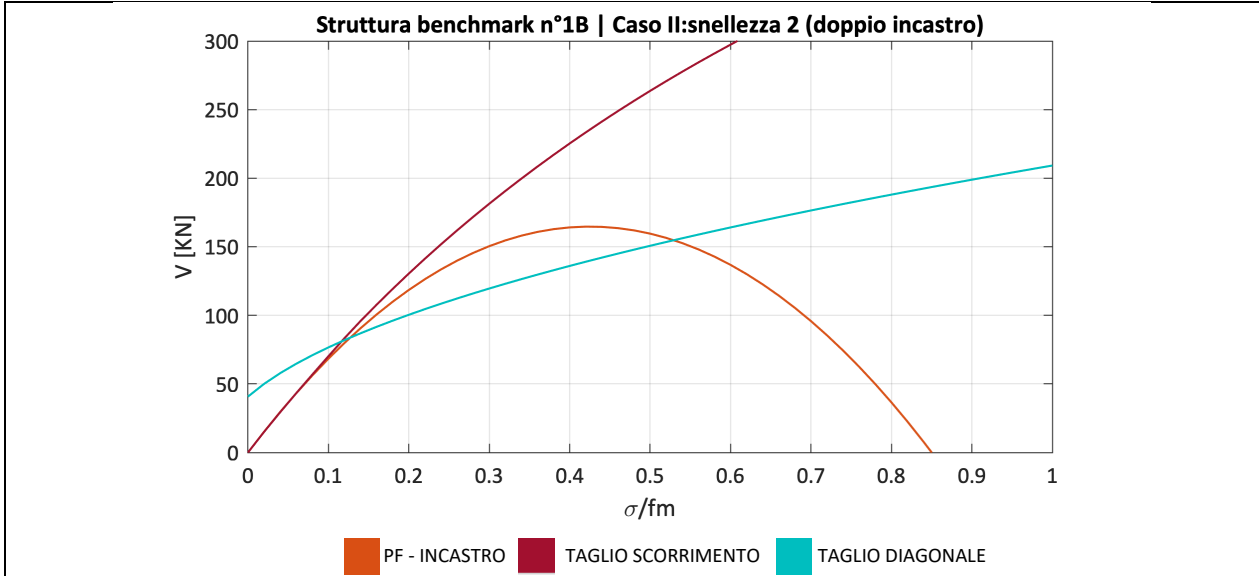


Figura G.1 Rappresentazione dei criteri di resistenza e dei domini di resistenza (linea nera continua) per la struttura benchmark n°1B – Caso II: snellezza 2

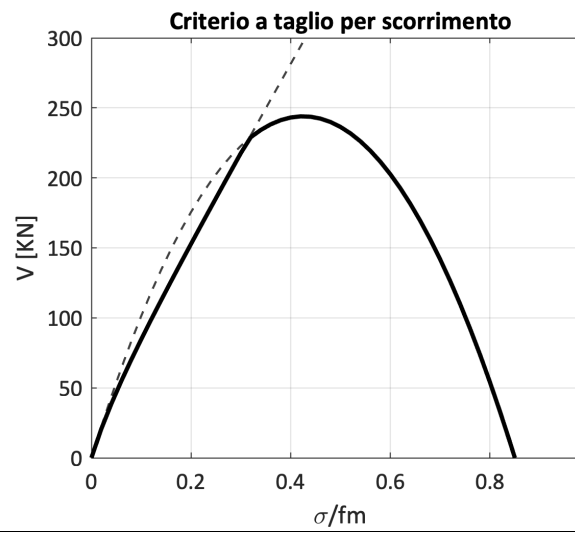
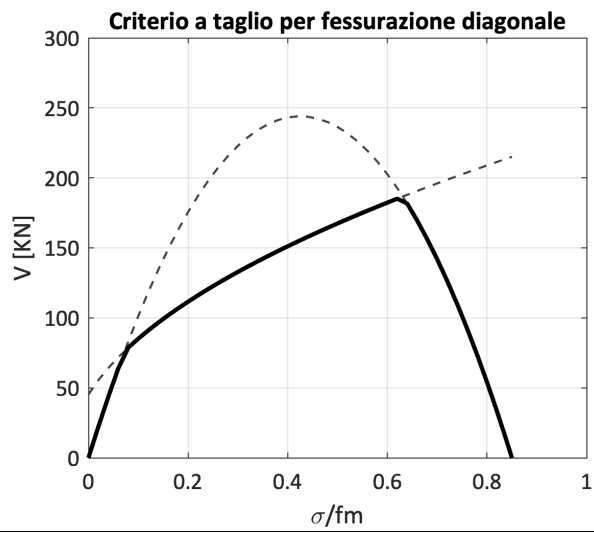
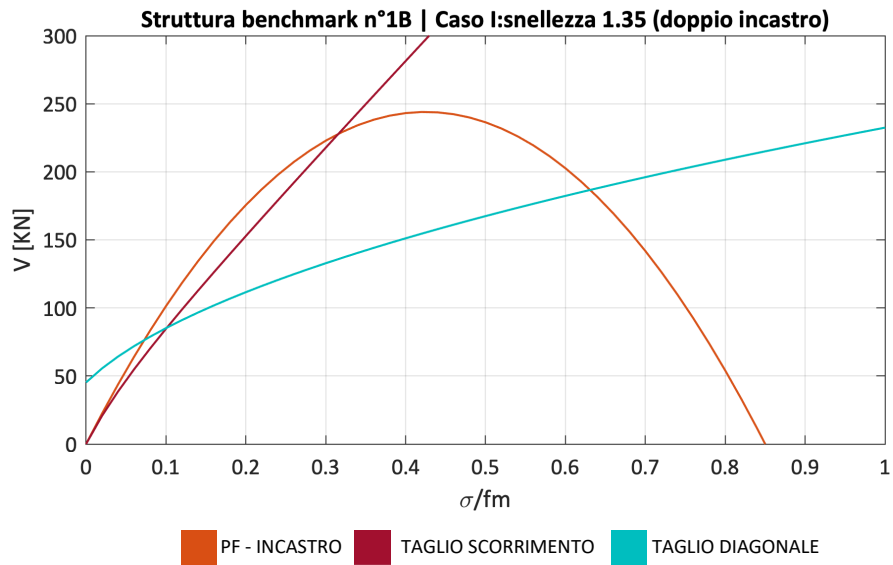


Figura G.2 Rappresentazione dei criteri di resistenza e dei domini di resistenza (linea nera continua) per la struttura benchmark n°1B – Caso I: snellezza 1.35

Tabella G.7 Valori numerici dei domini di resistenza di riferimento della struttura benchmark n°1B – Caso II: pannello con snellezza 2)

σ/f_d	N	Mu [kNm]	V_pf [kN]	V_ts [kN]	V_td	rottura (T=TS)	rottura (T=TD)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	40.75	T	PF
0.02	31.00	30.27	15.14	15.03	50.03	T	PF
0.04	62.00	59.08	29.54	29.36	57.84	T	PF
0.06	93.00	86.44	43.22	43.24	64.71	PF	PF
0.08	124.00	112.33	56.16	56.81	70.92	PF	PF
0.1	155.00	136.76	68.38	70.16	76.63	PF	PF
0.12	186.00	159.74	79.87	83.35	81.94	PF	PF
0.14	217.00	181.26	90.63	95.89	86.92	PF	T
0.16	248.00	201.32	100.66	107.80	91.64	PF	T
0.18	279.00	219.92	109.96	119.32	96.13	PF	T
0.2	310.00	237.06	118.53	130.48	100.41	PF	T
0.22	341.00	252.74	126.37	141.30	104.52	PF	T
0.24	372.00	266.96	133.48	151.78	108.47	PF	T
0.26	403.00	279.73	139.86	161.95	112.29	PF	T
0.28	434.00	291.04	145.52	171.81	115.98	PF	T
0.3	465.00	300.88	150.44	181.38	119.55	PF	T
0.32	496.00	309.27	154.64	190.68	123.03	PF	T
0.34	527.00	316.20	158.10	199.71	126.40	PF	T
0.36	558.00	321.67	160.84	208.49	129.69	PF	T
0.38	589.00	325.68	162.84	217.03	132.90	PF	T
0.4	620.00	328.24	164.12	225.33	136.03	PF	T
0.42	651.00	329.33	164.66	233.41	139.09	PF	T
0.44	682.00	328.96	164.48	241.27	142.09	PF	T
0.46	713.00	327.14	163.57	248.93	145.02	PF	T
0.48	744.00	323.86	161.93	256.39	147.89	PF	T
0.5	775.00	319.12	159.56	263.66	150.71	PF	T
0.52	806.00	312.92	156.46	270.75	153.48	PF	T
0.54	837.00	305.26	152.63	277.65	156.20	PF	PF
0.56	868.00	296.14	148.07	284.39	158.87	PF	PF
0.58	899.00	285.56	142.78	290.97	161.50	PF	PF
0.6	930.00	273.53	136.76	297.38	164.09	PF	PF
0.62	961.00	260.04	130.02	303.65	166.64	PF	PF
0.64	992.00	245.08	122.54	309.77	169.14	PF	PF
0.66	1023.00	228.67	114.34	315.74	171.62	PF	PF
0.68	1054.00	210.80	105.40	321.58	174.05	PF	PF
0.7	1085.00	191.47	95.74	327.29	176.46	PF	PF
0.72	1116.00	170.68	85.34	332.86	178.83	PF	PF
0.74	1147.00	148.44	74.22	338.32	181.16	PF	PF
0.76	1178.00	124.73	62.36	343.65	183.47	PF	PF
0.78	1209.00	99.56	49.78	348.87	185.76	PF	PF
0.8	1240.00	72.94	36.47	353.98	188.01	PF	PF
0.82	1271.00	44.86	22.43	358.98	190.24	PF	PF
0.84	1302.00	15.32	7.66	363.87	192.44	PF	PF
0.85	1317.50	0.00	0.00	366.28	193.53	PF	PF

Tabella G.8 Valori numerici dei domini di resistenza di riferimento della struttura benchmark n°1B – Caso I: pannello con snellezza 1.35)

σ/f_d	N	Mu [kNm]	V_pf [kN]	V_ts [kN]	V_td	rottura (T=TS)	rottura (T=TD)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	45.28	T	PF
0.02	31.00	30.27	22.42	20.74	55.59	T	PF
0.04	62.00	59.08	43.76	38.59	64.26	T	PF
0.06	93.00	86.44	64.03	54.82	71.90	T	PF
0.08	124.00	112.33	83.21	70.06	78.80	T	T
0.1	155.00	136.76	101.31	84.66	85.14	T	T
0.12	186.00	159.74	118.33	98.80	91.04	T	T
0.14	217.00	181.26	134.27	112.62	96.58	T	T
0.16	248.00	201.32	149.12	126.20	101.82	T	T
0.18	279.00	219.92	162.90	139.59	106.81	T	T
0.2	310.00	237.06	175.60	152.84	111.57	T	T
0.22	341.00	252.74	187.22	165.98	116.13	T	T
0.24	372.00	266.96	197.75	179.02	120.53	T	T
0.26	403.00	279.73	207.21	191.98	124.77	T	T
0.28	434.00	291.04	215.58	204.88	128.86	T	T
0.3	465.00	300.88	222.88	217.73	132.84	T	T
0.32	496.00	309.27	229.09	230.53	136.69	PF	T
0.34	527.00	316.20	234.22	243.30	140.45	PF	T
0.36	558.00	321.67	238.27	256.03	144.10	PF	T
0.38	589.00	325.68	241.25	268.73	147.66	PF	T
0.4	620.00	328.24	243.14	281.40	151.14	PF	T
0.42	651.00	329.33	243.95	294.06	154.54	PF	T
0.44	682.00	328.96	243.68	306.69	157.87	PF	T
0.46	713.00	327.14	242.33	319.31	161.13	PF	T
0.48	744.00	323.86	239.90	330.40	164.33	PF	T
0.5	775.00	319.12	236.38	338.52	167.46	PF	T
0.52	806.00	312.92	231.79	346.37	170.54	PF	T
0.54	837.00	305.26	226.12	353.98	173.56	PF	T
0.56	868.00	296.14	219.36	361.35	176.53	PF	T
0.58	899.00	285.56	211.53	368.49	179.45	PF	T
0.6	930.00	273.53	202.61	375.41	182.32	PF	T
0.62	961.00	260.04	192.62	382.13	185.15	PF	T
0.64	992.00	245.08	181.54	388.65	187.94	PF	PF
0.66	1023.00	228.67	169.39	394.98	190.68	PF	PF
0.68	1054.00	210.80	156.15	401.13	193.39	PF	PF
0.7	1085.00	191.47	141.83	407.11	196.06	PF	PF
0.72	1116.00	170.68	126.43	412.92	198.70	PF	PF
0.74	1147.00	148.44	109.95	418.57	201.29	PF	PF
0.76	1178.00	124.73	92.39	424.06	203.86	PF	PF
0.78	1209.00	99.56	73.75	429.42	206.39	PF	PF
0.8	1240.00	72.94	54.03	434.63	208.90	PF	PF
0.82	1271.00	44.86	33.23	439.70	211.37	PF	PF
0.84	1302.00	15.32	11.35	444.64	213.82	PF	PF
0.85	1317.50	0.00	0.00	447.07	215.03	PF	PF

Infine per quanto riguarda il valore dello spostamento in corrispondenza dello snervamento (nell'ipotesi di modello a trave), applicando la Eq. (1) per il calcolo della rigidezza si ottengono i valori sintetizzati in **Tabella G.9** e **G.10** (avendo assunto per il calcolo del taglio ultimo un valore dello sforzo normale pari a quello al centro del pannello).

Per quanto riguarda lo spostamento ultimo, nel caso della struttura benchmark n°1A essendo caratterizzato da un'altezza pari a 2.5, esso corrisponde a 0.01 m e 0.015 m nel caso di rottura a taglio o pressoflessione prevalente rispettivamente.

Tabella G.9 Soluzione analitica di riferimento della struttura benchmark n° 1A in termini di spostamento di snervamento

Valore di N	Struttura benchmark n°1A		
	N [kN]	dy – incastro [m]	dy – mensola [m]
P + W/ 2	192.81	0.001828	0.001570
	432.81	0.002463	0.003203
	632.81	0.002888	0.004293

Tabella G.10 Soluzione analitica di riferimento della struttura benchmark n° 1B in termini di spostamento di snervamento

P	Struttura benchmark n°1B			
	dy - Snellezza 2 [m]	dy - Snellezza 1.35 [m]		
	Taglio =TS	Taglio=TD	Taglio=TS	Taglio=TS
	Fatt.corr. 0.5			Fatt.corr. 0.75
150	0.004603	0.002757	0.002723	0.001816
400	0.009467	0.004059	0.006245	0.004164
600	0.011050	0.004856	0.007881	0.005254

BIBLIOGRAFIA

Anthoine, A., Magonette, G., Magenes, G. (1995), "Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls", Proc of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Duma editor, Balkema: Rotterdam, The Netherlands.

Mann, W., Muller, H. (1980), "Failure of shear-stressed masonry – an enlarged theory, tests and application to shear-walls", International Symposium on Load bearing Brickwork, London, UK.

Turnsek, V., and Cacovic, F. (1971), "Some experimental results on the strength of brick masonry walls", Proc Second Int. Brick Masonry Conf. H. W. H. West and K. H. Speed, eds., British Ceramic Res. Assoc, London, U.K. 149-156.

SCHEDA DI APPROFONDIMENTO H

CONTROLLO DI COERENZA DELLA EVOLUZIONE DELLA CERNIERA PLASTICA

OBIETTIVO	Studiare la coerenza, nelle analisi quasi statiche non lineari di edifici esistenti in muratura, dell'evoluzione delle cerniere plastiche
CASO STUDIO	Struttura benchmark n°4 - struttura 3D rappresentativa di un edificio semplice mono-cellula bi-piano
SOFTWARE	Sei differenti <i>software</i> commerciali basati sull'approccio di modellazione a telaio equivalente

H.1 OBIETTIVO DELL'APPROFONDIMENTO

Obiettivo della scheda di approfondimento H è valutare il comportamento delle cerniere plastiche implementate nei *software* basati su modellazione a telaio equivalente degli edifici esistenti in muratura.

Un aspetto critico nella modellazione è infatti rappresentato dalla gestione della corretta interazione tra sollecitazione assiale e momento flettente (N-M) e tra sollecitazione assiale e taglio (N-V), che deve essere garantita durante l'intera evoluzione dell'analisi al passo, ed in particolare dopo il raggiungimento della condizione di snervamento dell'elemento.

Ai fini di questa valutazione si è fatto riferimento alla struttura benchmark n°4, rappresentativa di un edificio semplice mono-cellula bi-piano (v. successiva Figura H.1), che è analizzata nella configurazione "II", caratterizzata da pareti orientate in direzione dell'azione sismica con disposizione dissimmetrica delle aperture e pareti orientate in direzione ortogonale cieche sulla base delle ipotesi di modellazione delle fasce murarie "a" (fasce deboli non accoppiate a elementi resistenti a trazione) e "c" (fasce accoppiate a cordoli di piano in c.a.).

In particolare, si è analizzata nel dettaglio la risposta numerica non lineare della Parete 1, focalizzando l'attenzione sulle caratteristiche di sollecitazione dei soli maschi murari, gli elementi primari preposti ad equilibrare le azioni orizzontali.

I pannelli murari che, a seguito del confronto tra i risultati prodotti dai diversi *software* utilizzati, sono risultati soggetti a maggiori differenze in termini di evoluzione dello stato sollecitazione, sono stati sottoposti ad ulteriori approfondimenti, mediante la determinazione dei rispettivi domini di resistenza, l'evoluzione delle caratteristiche di sollecitazione ed osservazioni critiche in merito alla evoluzione numerica della cerniera plastica.

H.2 PRINCIPI DI BASE ADOTTATI PER IL CONTROLLO DI COERENZA DEI RISULTATI

In Figura H.1 sono riportati i dati geometrici in pianta della struttura benchmark n°4 nelle configurazioni IIA) e IIC) e la numerazione assegnata agli elementi strutturali che compongono la Parete 1, la quale ha dimensioni geometriche complessive di 600 x 644 x 25 cm³ (lunghezza x

altezza x spessore) e presenta due aperture, allineate in elevazione, di dimensioni geometriche di $94 \times 124 \text{ cm}^2$ (lunghezza, altezza), poste in posizione decentrata ed eccentrica rispetto al baricentro geometrico della parete.

Nel passaggio da modello geometrico a modello strutturale, la parete è stata suddivisa in quattro maschi murari (denominati E4, E5, E6 ed E7), e tre travi in muratura (denominate E1, E2 ed E3). Maschi e fasce sono collegati tra loro tramite pannelli nodali considerati infinitamente rigidi e resistenti.

Prendendo a riferimento i soli pannelli murari:

- il maschio E4 ha dimensioni geometriche di $102.5 \times 285 \text{ cm}^2$ (lunghezza x altezza), presenta due zone rigide, $H_{RO,inf}$ e $H_{RO,sup}$, di lunghezza pari rispettivamente a 45 cm e 35 cm e luce deformabile, H_{eff} , pari a 205 cm;
- il maschio E5 ha dimensioni geometriche pari a $378.5 \times 285 \text{ cm}^2$ (lunghezza x altezza), presenta due zone rigide, $H_{RO,inf}$ e $H_{RO,sup}$, di lunghezza pari rispettivamente a 45 cm e 35 cm e luce deformabile, H_{eff} , pari a 205 cm;
- il maschio E6 ha dimensioni geometriche pari a $102.5 \times 359 \text{ cm}^2$ (lunghezza x altezza), presenta due zone rigide, $H_{RO,inf}$ e $H_{RO,sup}$, di lunghezza pari rispettivamente a 50 cm e 69 cm e luce deformabile, H_{eff} , pari a 240 cm;
- il maschio E7 ha dimensioni geometriche pari a $378.5 \times 359 \text{ cm}^2$ (lunghezza x altezza), presenta due zone rigide, $H_{RO,inf}$ e $H_{RO,sup}$, di lunghezza pari rispettivamente a 45 cm e 35 cm e luce deformabile, H_{eff} , pari a 240 cm.

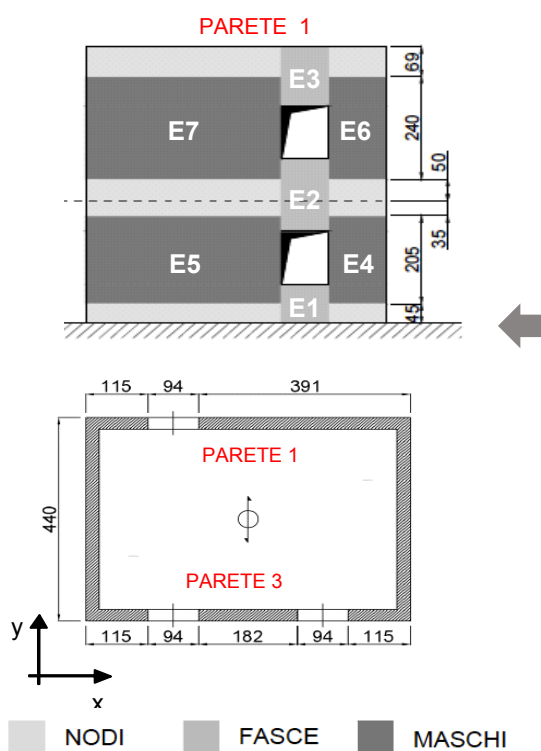


Figura H.1 – Numerazione assegnata agli elementi strutturali della configurazione IIa) e IIc) proposta nella scheda benchmark n°4

La parete è ipotizzata in muratura di mattoni pieni e malta di calce. Le proprietà meccaniche e le ipotesi assunte per l'interpretazione della risposta dei pannelli sono le medesime indicate nella [Scheda della struttura benchmark n°4](#). Le resistenze sono state calcolate con riferimento alle formule coerenti con quelle discusse nella [Scheda G](#)– Controlli di coerenza sull'implementazione

di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico. Tali criteri sono altresì coerenti con le espressioni riportate al § 7.8.2.2 e § C.8.7.1.3.1.1 del D.M 14.01.2019 e Circolare n° 7 del 21.01.2019.

Nelle Tabelle e nelle Figure seguenti sono riportati, in dettaglio i domini di resistenza risultanti a pressoflessione e a taglio dei quattro maschi murari che compongono la Parete 1.

In particolare, il dominio di resistenza a pressoflessione è stato determinato considerando due differenti condizioni di vincolo alle estremità (mensola e doppio incastro), che forniscono per ciascun valore di sollecitazione assiale i limiti di variabilità della resistenza effettiva degli elementi, al variare della luce di taglio (L_v).

Pannello E4

In Tabella H.1 sono richiamate le caratteristiche geometriche del pannello E4.

Tabella H.1: Dimensioni geometriche del pannello E4

L [m]	t [m]	H [m]	$h_{RO,inf}$ [m]	$h_{RO,sup}$ [m]	H_{eff} [m]
1.025	0.250	2.850	0.450	0.350	2.050

In Figura H.2 e in Figura H.3 sono riportati i domini di resistenza del pannello E4 al variare delle condizioni al contorno: in ordinata sono riportati i valori del taglio resistente, V , ed in ascissa è riportato il prodotto κf_m (con f_m resistenza a compressione della muratura e κ coefficiente di stress block), assumendo per la muratura (in analogia con il cemento armato), un valore di κ pari a 0.85, nell'ipotesi di diagramma delle compressioni rettangolare.

Si può rilevare come, in condizione di doppio incastro, tra il 16% ed il 54% di κf_m la crisi del pannello avvenga per taglio diagonale, mentre in condizione di semplice incastro alla base (mensola) la crisi del pannello sia sempre per pressoflessione.

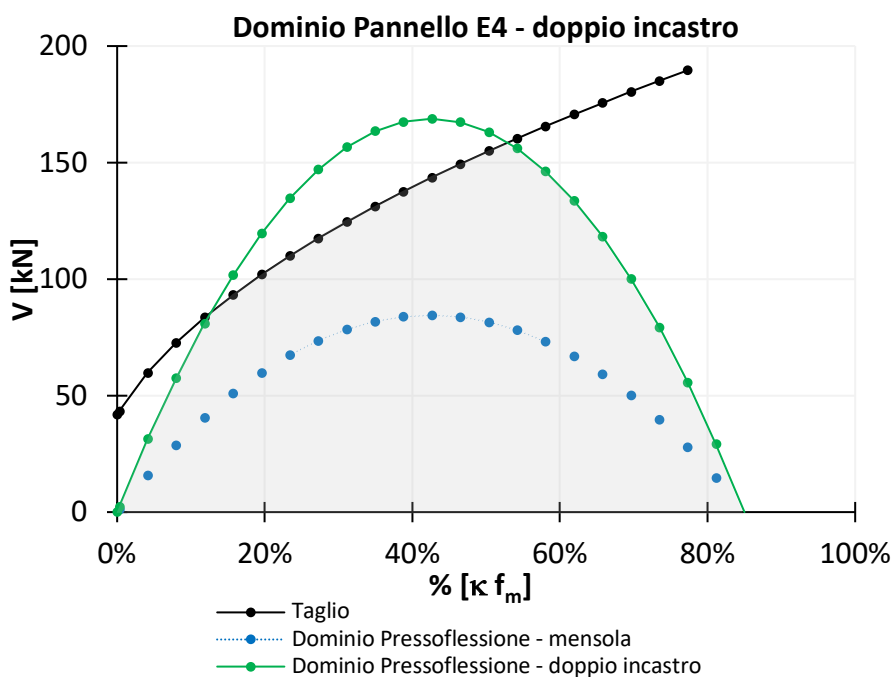
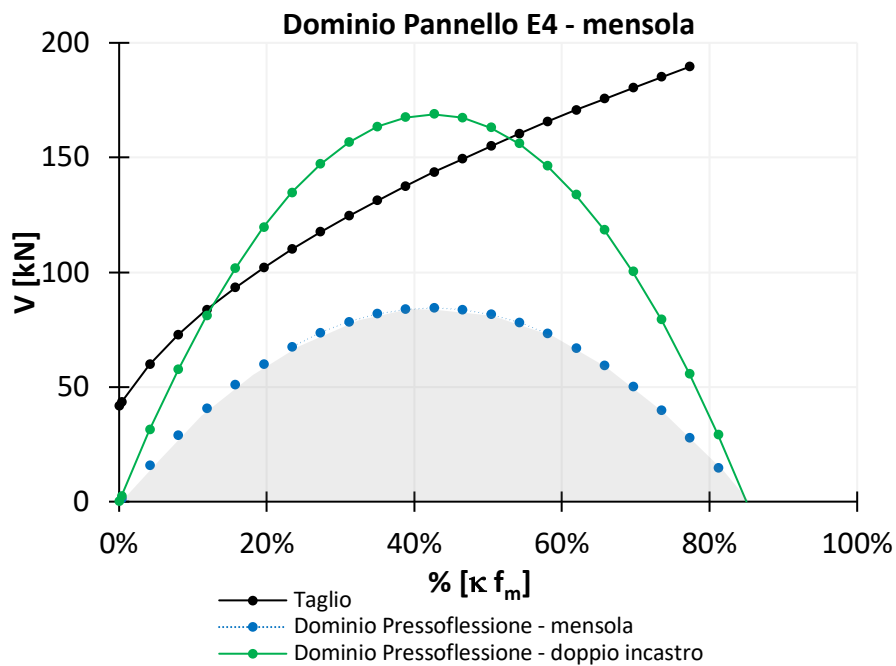


Figura H.2: Dominio di resistenza del pannello E4 nell'ipotesi di vincolo di doppio incastro



FiguraH. 3: Dominio di resistenza del pannello E4 nell'ipotesi di vincolo cerniera

Pannello E5

In Tabella H.2 sono richiamate le caratteristiche geometriche del pannello E5.

Tabella H.2: Dimensioni geometriche del pannello E5

L [m]	t [m]	H [m]	$h_{RO,inf}$ [m]	$h_{RO,sup}$ [m]	H_{eff} [m]
3.785	0.250	2.850	0.450	0.350	2.050

In Figura H.4 e in Figura H.5 sono riportati i domini di resistenza del pannello E5 al variare delle condizioni al contorno.

In questo caso, si può rilevare come, in condizione di doppio incastro, tra il 4% ed il 77% di κf_m la crisi del pannello avvenga per taglio diagonale, mentre in condizione di semplice incastro alla base (mensola) la crisi per taglio diagonale avvenga per valori di κf_m compresi tra l'8% ed il 62%.

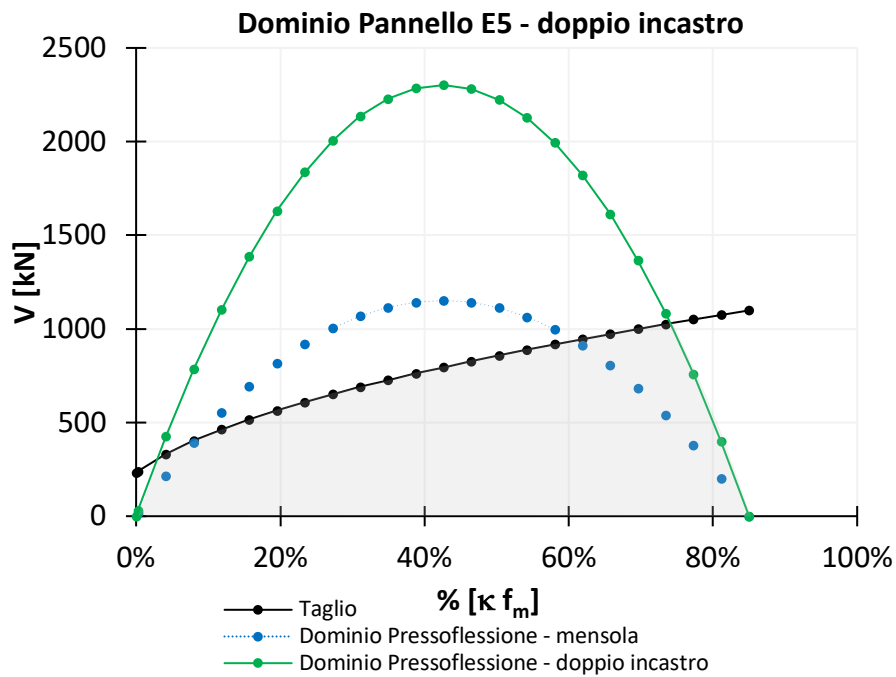


Figura H.4: Dominio di resistenza del pannello E5 nell'ipotesi di vincolo di doppio incastro

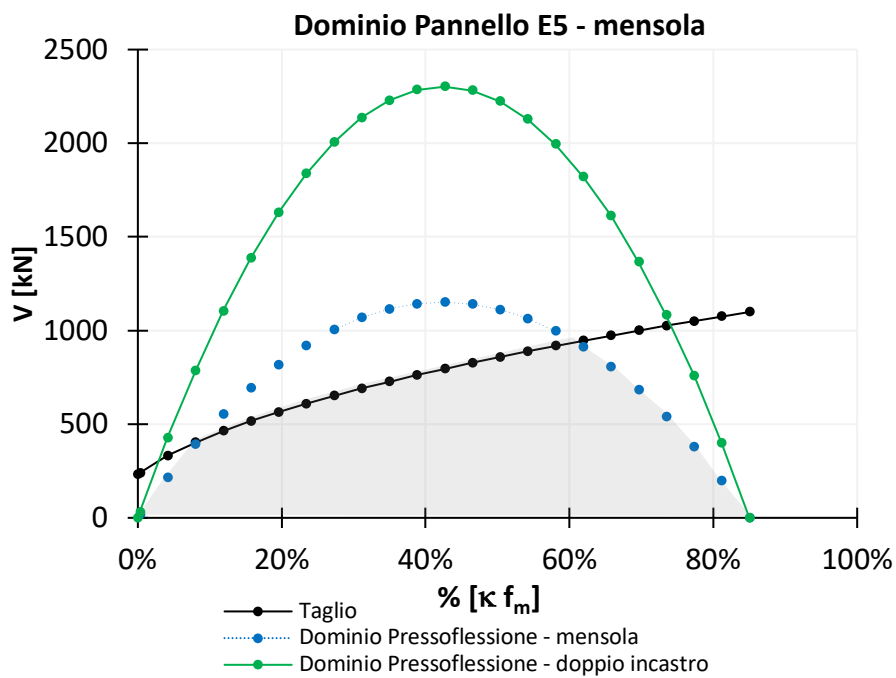


Figura H.5: Dominio di resistenza del pannello E5 nell'ipotesi di vincolo cerniera

Pannello E6

In Tabella H.3 sono richiamate le caratteristiche geometriche del pannello E6.

Tabella H.3: Dimensioni geometriche del pannello E6

L [m]	t [m]	H [m]	$h_{RO,inf}$ [m]	$h_{RO,sup}$ [m]	H_{eff} [m]
1.025	0.250	3.590	0.500	0.690	2.400

In Figura H.6 e in Figura H.7 sono riportati i domini di resistenza del pannello E6 al variare delle condizioni al contorno.

Dalla sovrapposizione tra i domini si può rilevare come, in condizione di doppio incastro, tra il 20% ed il 43% di κf_m la crisi del pannello avvenga per taglio diagonale, mentre in condizione di semplice incastro alla base (mensola) la crisi per taglio sia sempre per pressoflessione.

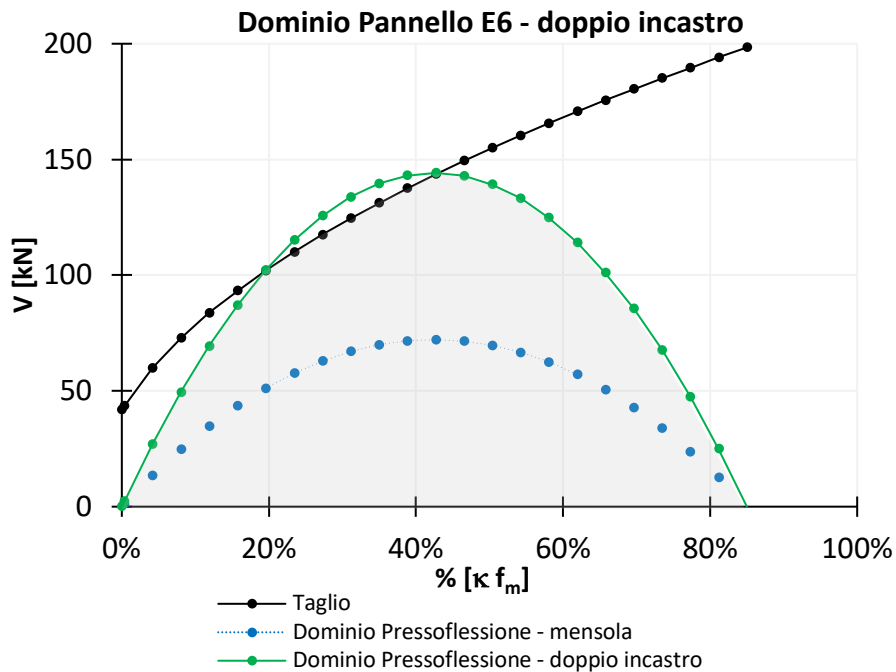


Figura H.6: Dominio di resistenza del pannello E6 nell'ipotesi di vincolo di doppio incastro

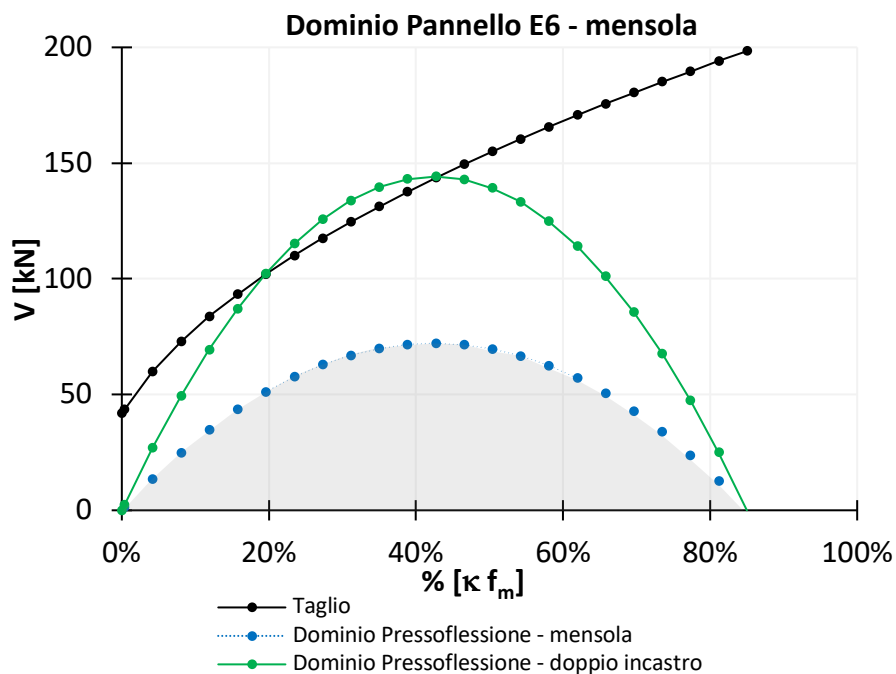


Figura H.7: Dominio di resistenza del pannello E6 nell'ipotesi di vincolo cerniera

Pannello E7

In Tabella H.4 sono richiamate le caratteristiche geometriche del pannello E7.

Tabella H.4: Dimensioni geometriche del pannello E7

L [m]	t [m]	H [m]	$h_{RO,inf}$ [m]	$h_{RO,sup}$ [m]	H_{eff} [m]
3.785	0.250	3.590	0.500	0.690	2.400

In Figura H.8 e in Figura H.9 sono riportati i domini di resistenza del pannello E7 al variare delle condizioni al contorno.

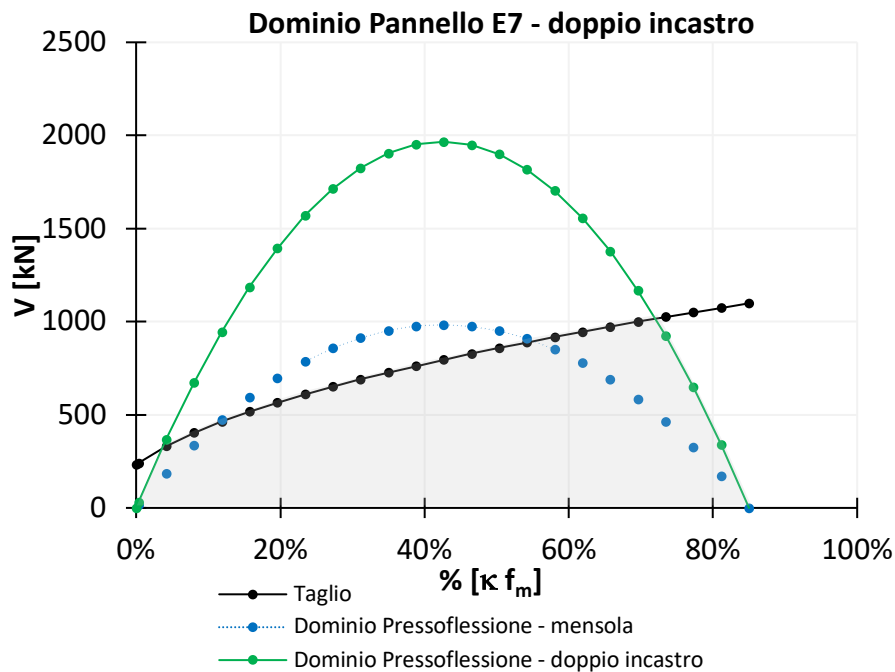


Figura H.8: Dominio di resistenza del pannello E7 nell'ipotesi di vincolo di doppio incastro

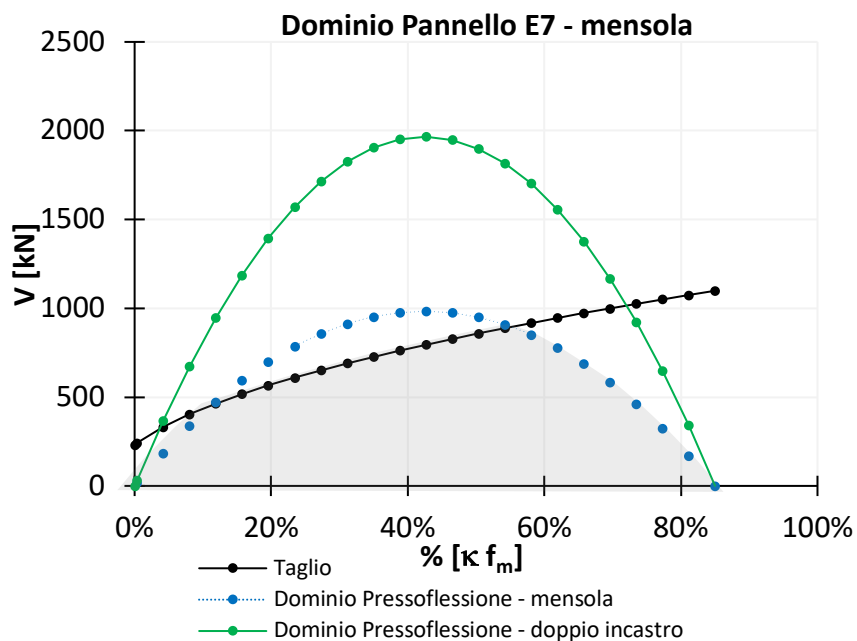


Figura H.9: Dominio di resistenza del pannello E7 nell'ipotesi di vincolo cerniera

Si può rilevare come, in condizione di doppio incastro, tra il 4% ed il 73% di κf_m la crisi del pannello avvenga per taglio diagonale, mentre in condizione di semplice incastro alla base (mensola) la crisi per taglio diagonale avvenga per valori di κf_m compresi tra l'12% ed il 58%.

H.3 RICHIAMI SUI CRITERI DI IMPLEMENTAZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE NEI SOFTWARE

I criteri di implementazione delle cerniere plastiche nei *software* basati su modellazione a telaio equivalente sono definiti in termini di resistenza e di deformazione, con riferimento alla rotazione rispetto alla corda o al "drift" interpiano. Per maggiori dettagli si faccia riferimento al report generale.

H.4 RISULTATI – EFFETTO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELL'ELEMENTO SUL COMPORTAMENTO DELLA CERNIERA

Obiettivo della scheda è chiarire l'approccio utilizzato dai diversi *software* commerciali per gestire l'evoluzione, durante l'analisi numerica, della cerniera plastica a partire dalla sua attivazione, cioè dal passo di carico in corrispondenza del quale un elemento strutturale si plasticizza (primo danneggiamento).

Tipicamente, si possono riscontrare nei programmi di calcolo due differenti approcci nella definizione della risposta numerica di un elemento strutturale, a seguito della attivazione di uno dei meccanismi di danno previsti (pressoflessione e taglio) :

- comportamento "esatto": al raggiungimento della condizione di plasticizzazione (sollecitazione superiore alla resistenza), viene mantenuta nel calcolo la correlazione fra le sollecitazioni N-M ed N-V e le resistenze a pressoflessione ed a taglio vengono definite al variare del livello di sollecitazione assiale (lo stato di sollecitazione dell'elemento si evolve lungo il limite del dominio di resistenza);
- comportamento "approssimato": al raggiungimento della condizione di plasticizzazione (sollecitazione superiore alla resistenza) viene "persa" la correlazione fra le sollecitazioni N-M ed N-V; il dominio di resistenza assume in questo caso una configurazione cilindrica, con valori di resistenza a pressoflessione ed a taglio costanti, corrispondenti al livello di sollecitazione assiale per il quale si è attivata la cerniera cilindrica.

In questa sezione, si riportano i risultati delle analisi condotte mediante sei differenti *software* commerciali, di seguito denominati Software_1, Software_2, Software_3, Software_4, Software_5, Software_6. Per ciascuno dei *software* si specifica l'approccio seguito ("esatto" o "approssimato") e si descrive il corrispondente comportamento della cerniera plastica.

La valutazione è operata considerando due differenti configurazioni della struttura:

- configurazione IIA): le fasce murarie- che non sono accoppiate ad alcun elemento resistente a trazione, a seguito di collasso immediato per pressoflessione, agendo come bielle (non resistenti a trazione) assolvono all'unica funzione di accoppiamento a livello degli orizzontamenti dei maschi murari (in questa configurazione, la variazione di sollecitazione assiale nei maschi costituenti la parete è dovuta esclusivamente all'effetto flangia, cioè all'ipotesi di perfetto accoppiamento fra tali elementi e quelli costituenti le pareti cieche ortogonali);
- configurazione IIC) (fasce murarie accoppiate a cordoli in c.a. di piano): con l'evoluzione dell'analisi si attua un trasferimento di sollecitazione assiale fra i maschi murari di piano

costituenti la parete attraverso le fasce, che agiscono come elementi resistenti alle sollecitazioni flessionali, data la presenza dei cordoli in c.a. ad esse accoppiati.

Le analisi non lineari condotte sulla configurazione IIA) della struttura benchmark n°4, riportate al §5.7 del rapporto generale, hanno evidenziato delle significative differenze, in termini di taglio resistente, fra i risultati prodotti dai *software*. In Figura H.10 sono riportate le curve di capacità globale della struttura: dal confronto si osserva come il massimo taglio alla base vari tra 187 kN e 329 kN, con differenze dell'ordine del 43.16 %.

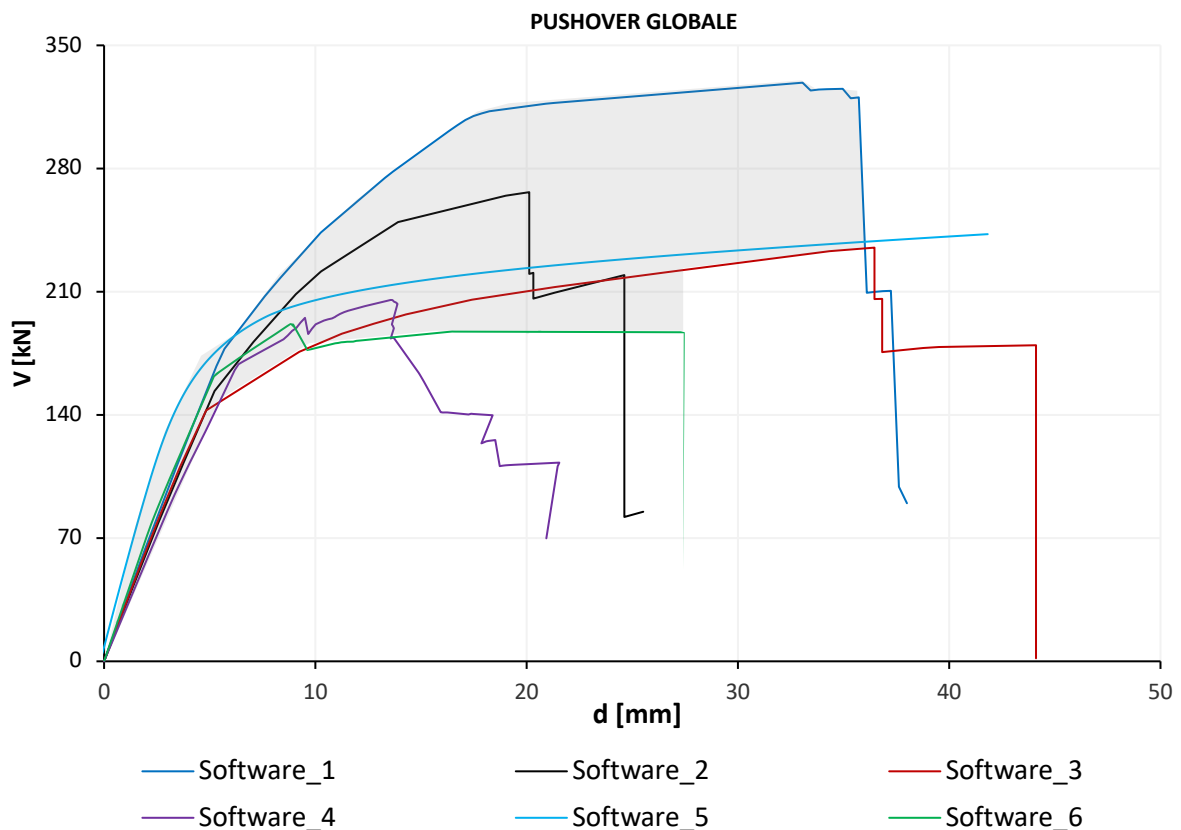


Figura H.10: Curva di capacità globale – Configurazione IIA)

Per comprendere le ragioni di tali differenze, la Parete 1 della configurazione IIA) è stata sottoposta ad un'attenta analisi sezionale. In Figura H.11 sono riportate le curve di capacità (taglio alla base, V, contro spostamento medio sommitale, d), dei singoli pannelli murari che compongono la Parete 1:

- Nel pannello E4, al picco di resistenza, i valori del taglio sono compresi tra 16.80 kN (Software_4) e 39.08 kN (Software_5): la differenza in termini di resistenza è pari a 22.28 kN, che corrisponde ad una variazione del 57.01 %.
- Nel pannello E5, al raggiungimento della condizione convenzionale di SLV (ultimo passo di analisi), i valori del taglio sono compresi tra i 74.77 kN (Software_6) e 185.098 kN (Software_1): la differenza in termini di resistenza è pari a 110.328 kN, che corrisponde ad una variazione del 59.60 %.
- Nel pannello E6, al picco di resistenza, i valori del taglio sono compresi tra 2.16 kN (Software_2) e 11.14 kN (Software_5): la differenza in termini di resistenza è pari a 8.98 kN, che corrisponde ad una variazione del 80.61 %.

- Nel pannello E7, al raggiungimento della condizione convenzionale di SLV (ultimo passo di analisi), i valori del taglio sono compresi tra 60.54 kN (Software_5) e 88.99 kN (Software_1); la differenza in termini di resistenza è pari a 28.45 kN, che corrisponde ad una variazione del 31.96 %.

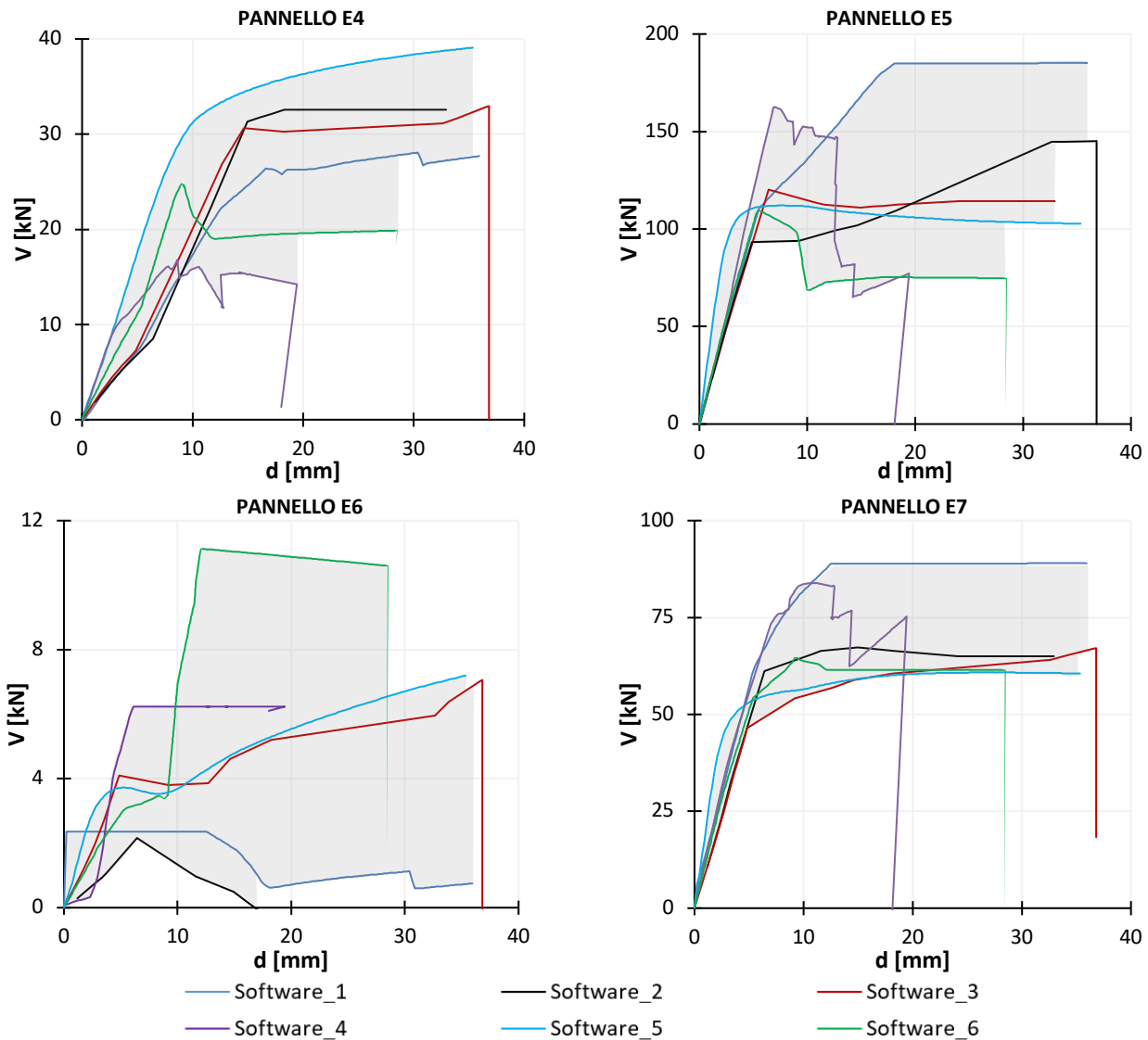


Figura H.11: Grafici V – d pannelli Parete 1 – Configurazione IIA)

Le analisi non lineari condotte sulla configurazione IIC) della struttura benchmark n°4, riportate al §5.7 del rapporto generale hanno evidenziato, rispetto al caso precedente, minime differenze nella risposta numerica ottenuta mediante i differenti software, in termini di taglio resistente. In Figura H.12 sono riportate le curve di capacità globale della struttura: dal confronto si osserva come il massimo taglio alla base vari tra 462 kN e 538 kN con differenze dell'ordine del 14.12 %.

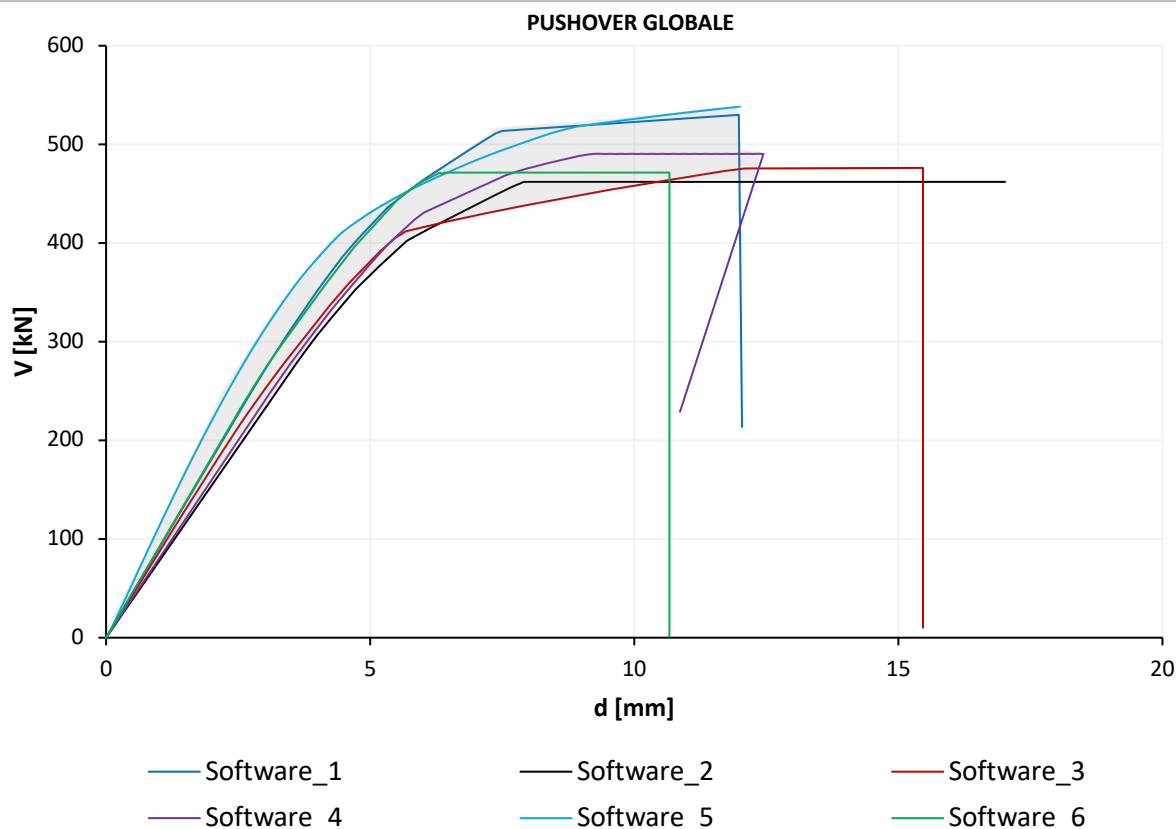


Figura H.12: Curva pushover V – d – Configurazione IIc)

Anche la configurazione IIC) della Parete 1 è stata oggetto di un'attenta analisi sezionale. In Figura H.13 sono riportate le curve di capacità (taglio alla base, V , contro spostamento medio sommitale, d), dei singoli pannelli murari che compongono la Parete 1:

- Nel pannello E4, al picco di resistenza, i valori del taglio sono compresi tra 18.95 kN (Software_6) e 28.91 kN (software_5); la differenza in termini di resistenza è pari a 9.96 kN, che corrisponde ad una variazione del 34.45 %.
- Nel pannello E5, al raggiungimento della condizione convenzionale di SLV (ultimo passo di analisi), i valori del taglio sono compresi tra 287.36 kN (Software_2) e 319.54 kN (Software_4); la differenza in termini di resistenza è pari a 32.18 kN, che corrisponde ad una variazione del 10.07 %.
- Nel pannello E6, al picco di resistenza, i valori del taglio sono compresi tra 9.39 (Software_6) e 16.20 kN (Software_5); la differenza in termini di resistenza è pari a 6.81 kN, che corrisponde ad una variazione del 42.04 %.
- Nel pannello E7, al raggiungimento della condizione convenzionale di SLV (ultimo passo di analisi), i valori del taglio sono compresi tra 89.71 (Software_2) e 100.30 kN (Software_3); la differenza in termini di resistenza è pari a 10.59 kN, che corrisponde ad una variazione del 10.56 %.

I pannelli E5 ed E7 di entrambe le configurazioni sono stati sottoposti ad ulteriori approfondimenti, come di seguito illustrato.

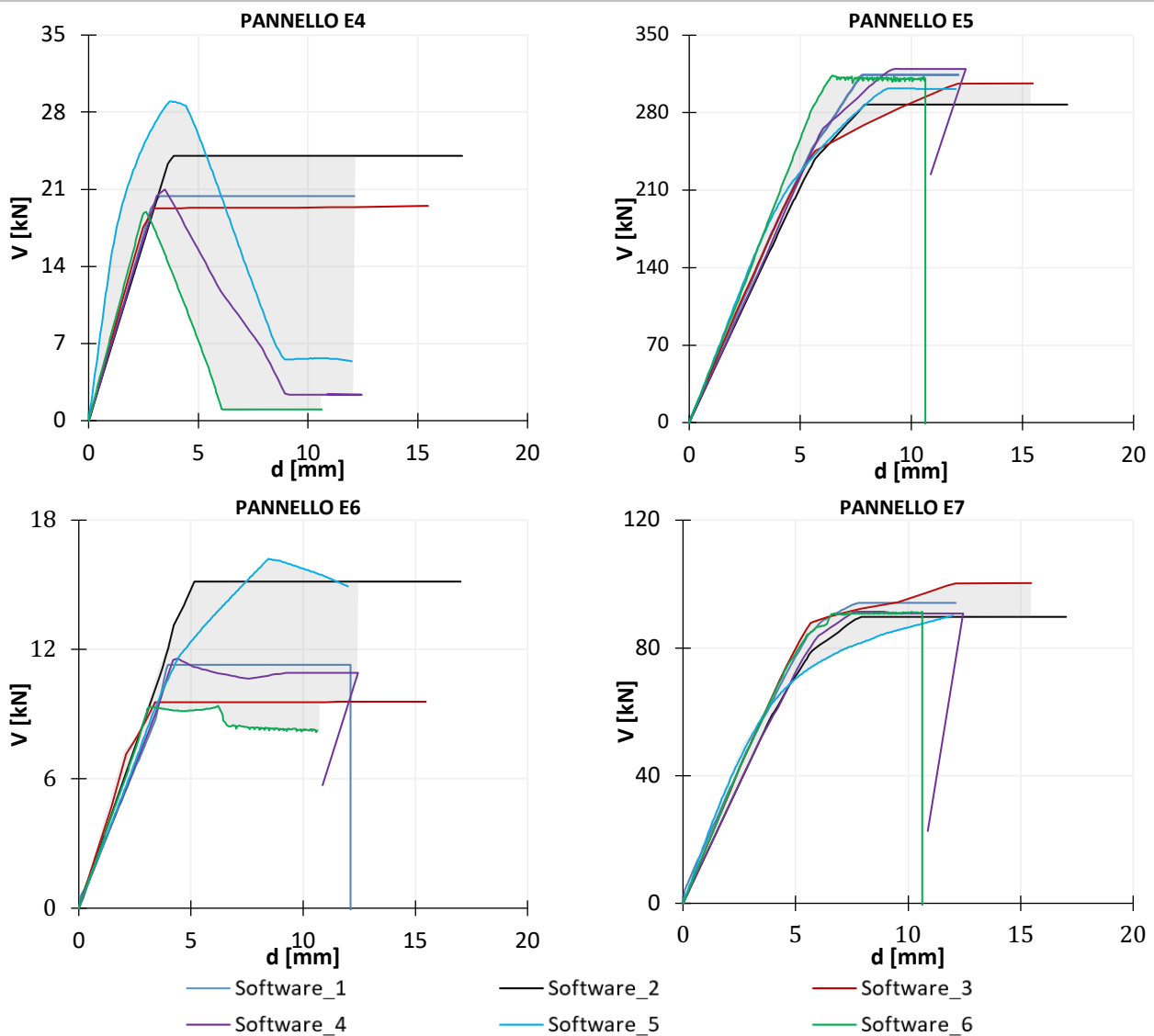
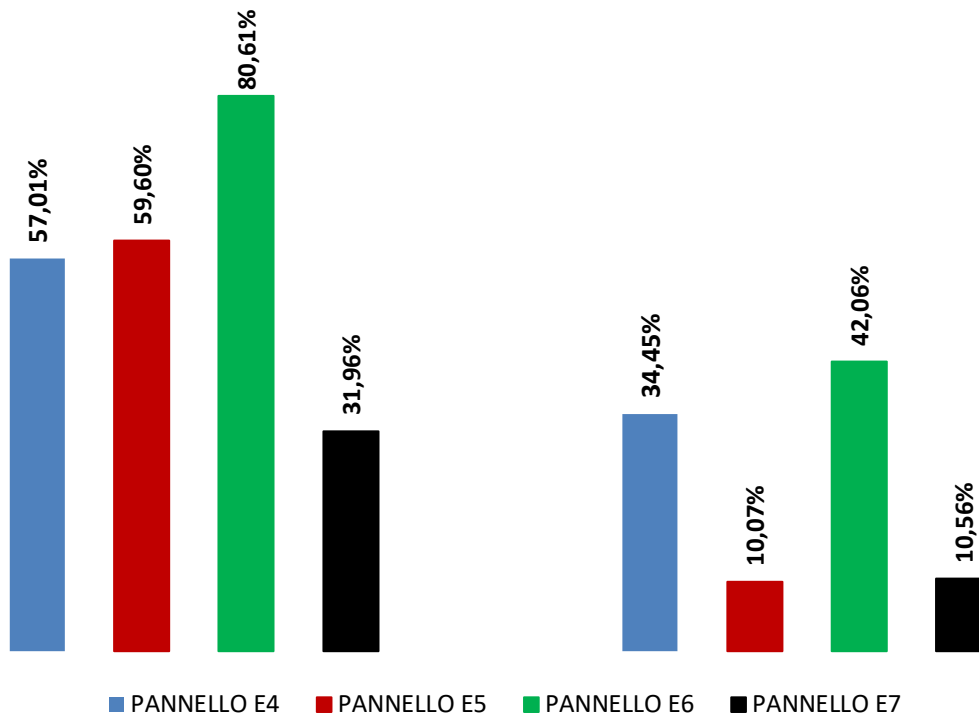


Figura H.13: Grafici V – d pannelli Parete 1 – Configurazione IIC)

Mettendo a confronto, per ciascun pannello, i grafici di Figura H.11 e di Figura H.13, si osserva una riduzione significativa delle differenze sulle resistenze tra i vari *software*, nel passaggio dal comportamento “a mensola” (configurazione IIa) al comportamento “a telaio” (configurazione IIC). In Tabella H.5 si sintetizza la differenza rilevata nelle due configurazioni prese in considerazione, in termini di massima resistenza a taglio, fra i risultati ottenuti con i differenti *software*:

- nel pannello E4 si passa da differenze del 57.01% a differenze del 34.45%;
- nel pannello E5 si passa da differenze del 59.60% a differenze del 10.07%;
- nel pannello E6 si passa da differenze dell’80.61% a differenze del 42.06%;
- nel pannello E7 si passa da differenze del 31.96% a differenze del 10.56%.

Tabella H.5: Differenza in termini di resistenza tra software: configurazioni IIA) (a sinistra) e IIA) (a destra)



Con riferimento alla configurazione IIA), si riportano in Figura H.14 ed in Figura H.15 i diagrammi sforzo assiale, N , momento flettente, M , del nodo di estremità inferiore, i , della porzione deformabile dei maschi murari E5 ed E7, rispettivamente.

Si precisa che il carico assiale è considerato nei modelli numerici considerati concentrato in corrispondenza del baricentro della sezione trasversale dell'elemento e che esso è definito con riferimento alla combinazione "sismica" dei carichi gravitazionali ($G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$, secondo la simbologia riportata nella normativa tecnica nazionale)

Nel pannello E5 l'azione assiale al primo passo di analisi (corrispondente all'applicazione dei soli carichi gravitazionali) risulta compresa tra 225.262 kN (Software_1) e 239.62 kN (Software_4) e tende a diminuire durante l'evoluzione dell'analisi non lineare.

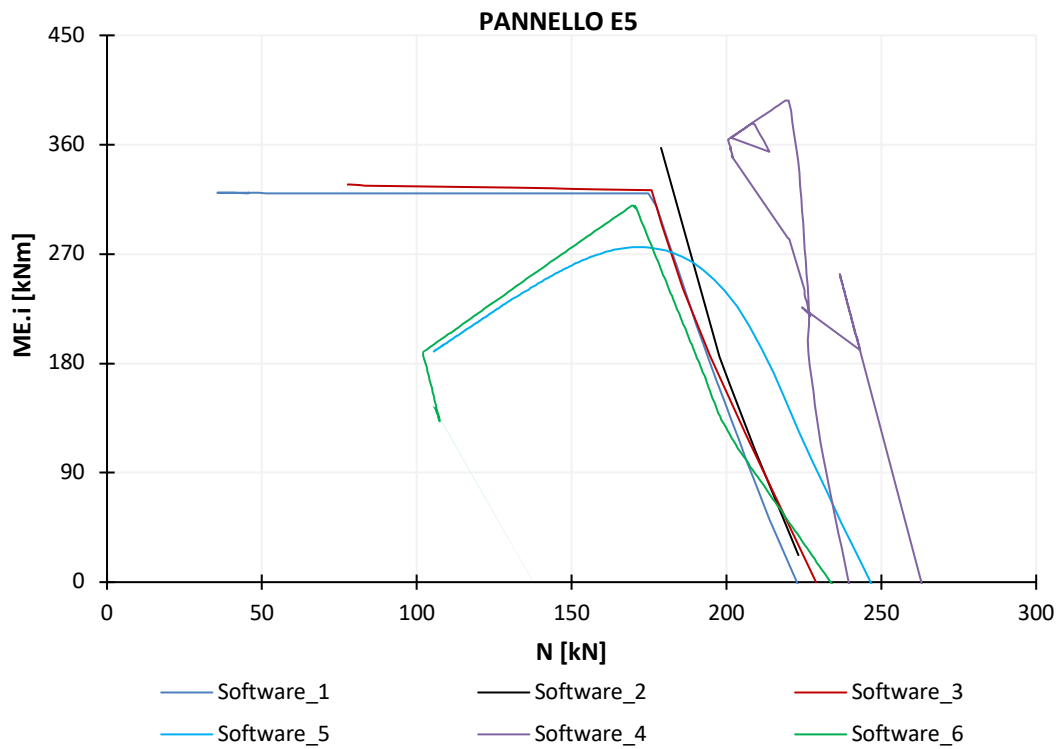


Figura H.14: Grafico N – M_{E_i} Pannello E5 – Configurazione IIa)

Nel pannello E7 l'azione assiale al primo passo di analisi (corrispondente all'applicazione dei soli carichi gravitazionali) risulta compresa tra 102.085 kN (Software_1) e 121.745 kN (Software_5) e tende a diminuire durante l'evoluzione dell'analisi non lineare.

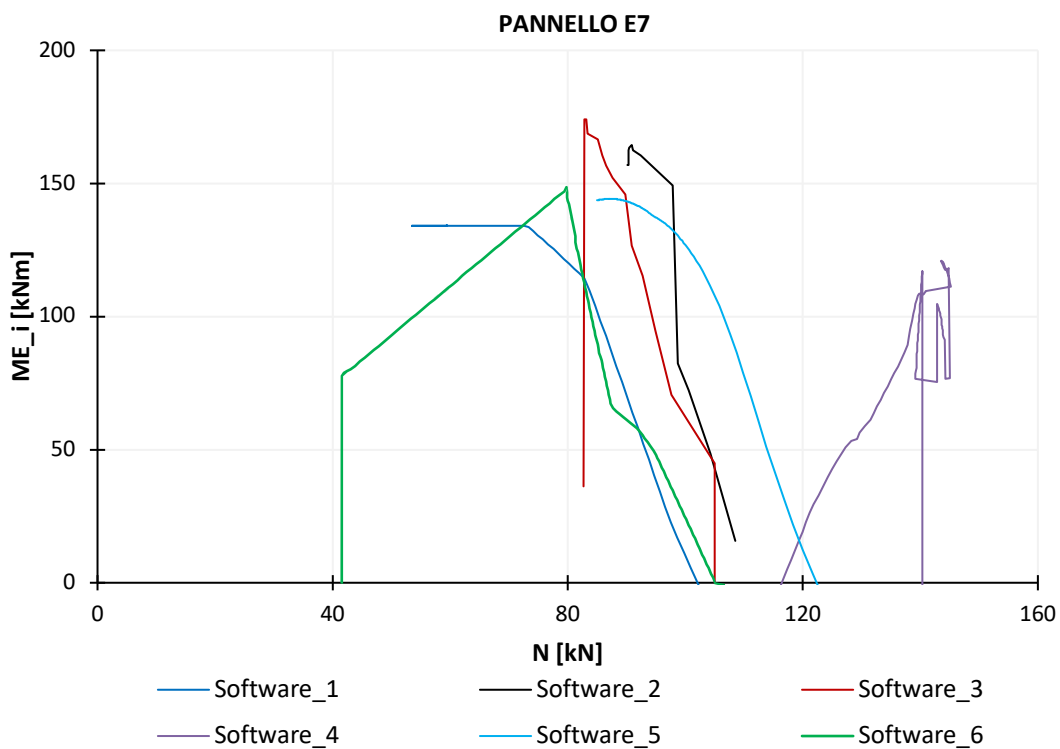


Figura H.15: Grafico N – M_{E_i} Pannello E7 – Configurazione IIa)

Con riferimento al pannello E5, in Figura H.16 si riporta il confronto fra l'evoluzione dello stato di sollecitazione in termini di azione assiale, N, e di taglio, V, ottenuta dalle analisi condotte con i sei *software* (Figura H.14) ed i corrispondenti domini di resistenza (Figura H.4 e Figura H.5; analogamente, con riferimento al pannello E7, si riporta in Figura H.17 il confronto fra i grafici di sollecitazione (Figura H.15) e di resistenza (Figura H.8 e Figura H.9).

Dal confronto dei grafici di Figura H.16 si osserva come nel caso dei Software_1, Software_2 e Software_3 la risposta numerica del pannello E5 evidenzi un comportamento non corretto della cerniera plastica, al variare dello stato di sollecitazione nell'elemento a seguito della attivazione: in questi *software* infatti, successivamente alla plasticizzazione (primo danneggiamento) dell'elemento, viene persa la correlazione fra resistenza a pressoflessione/taglio e sollecitazione assiale e, di conseguenza, il dominio di resistenza assume una configurazione cilindrica, caratterizzata da un valore costante di resistenza al variare della azione assiale.

Al contrario, nel caso dei Software_4, Software_5 e Software_6 si rileva un corretto comportamento della cerniera plastica al variare dello stato di sollecitazione nell'elemento: a seguito della plasticizzazione, infatti, al diminuire dello sforzo normale lo stato di sollecitazione segue il limite del dominio di resistenza a pressoflessione relativo alla configurazione A dell'elemento, fino al raggiungimento della condizione di labilità che porta a conclusione l'analisi.

Il danno osservato nel pannello è di pressoflessione nel piano principale; tutti i *software* utilizzati per il confronto colgono in maniera soddisfacente la medesima modalità di crisi.

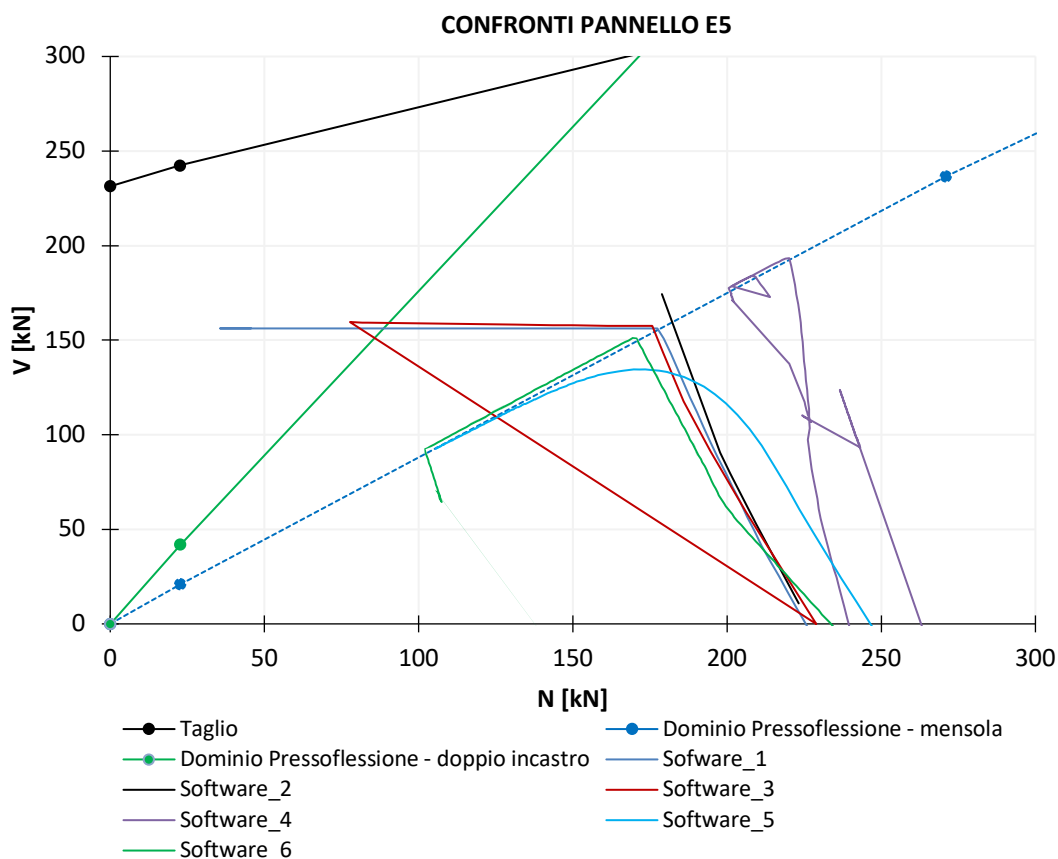


Figura H.16: Confronto grafici N-V e domini di resistenza pannello E5 – Configurazione IIa)

Le considerazioni sopra riferite al comportamento del pannello E5 possono essere estese anche al

pannello E7 (Figura H.17); in questo caso nel caso dei Software_1 e Software_3 si osserva un comportamento non corretto della cerniera plastica implementata.

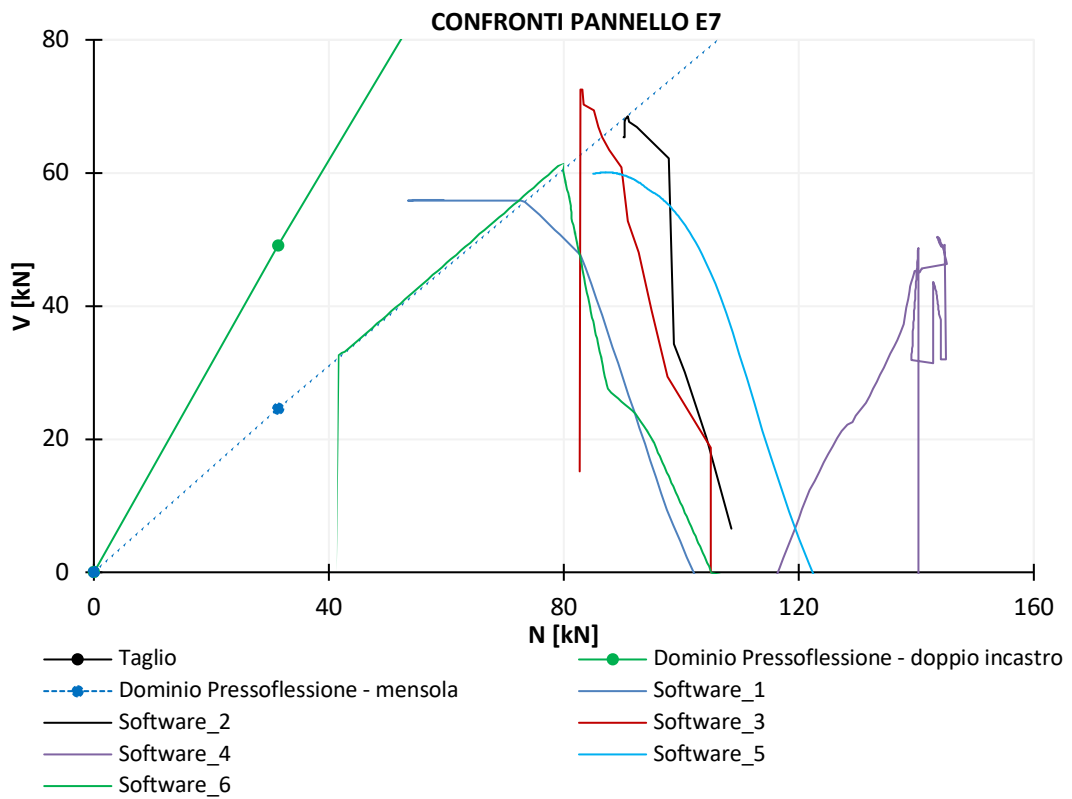


Figura H.17: Confronto grafici N-V e domini di resistenza pannello E7 – Configurazione IIa)

Con riferimento alla configurazione IIC), si riportano in Figura H.18 ed in Figura H.19 i diagrammi sforzo assiale, N, momento flettente, M, del nodo di estremità inferiore, *i*, della porzione deformabile dei maschi murari E5 ed E7, rispettivamente.

Nel pannello E5 l'azione assiale al primo passo di analisi (corrispondente all'applicazione dei soli carichi gravitazionali) risulta compresa tra 223.255 kN (Software_4) e 242.125 kN (Software_5) e si mantiene sostanzialmente costante durante l'analisi non lineare.

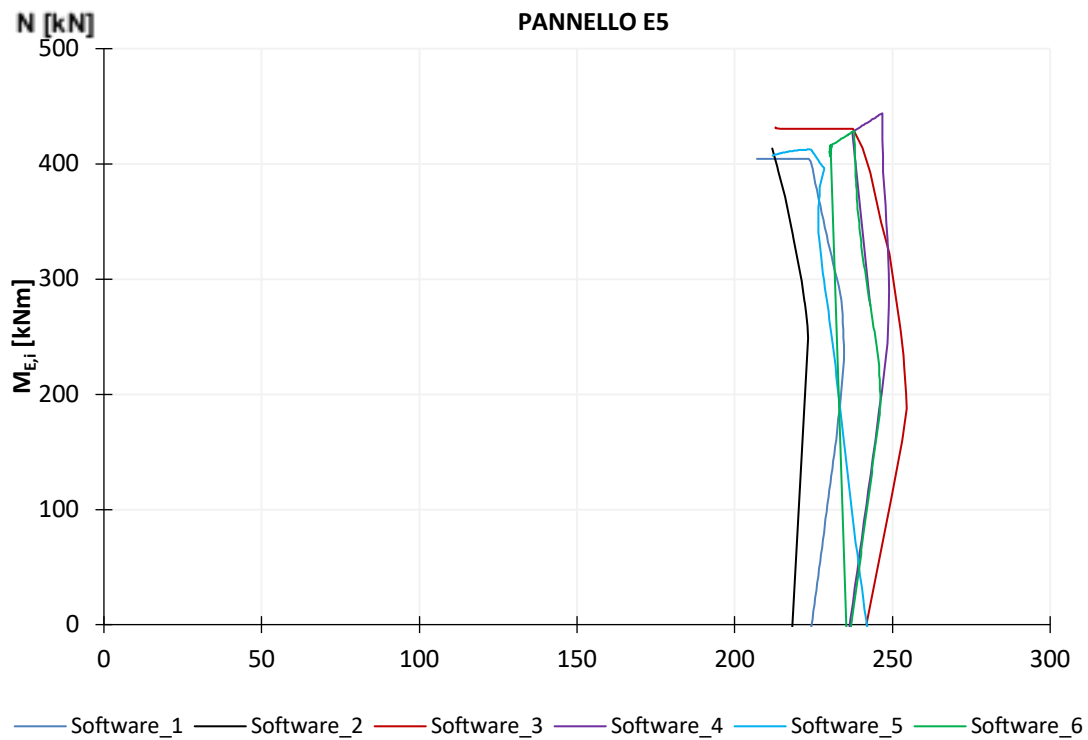


Figura H.18: Grafico N – $M_{E,i}$ Pannello E5 – Configurazione IIc)

Nel pannello E7 l'azione assiale al primo passo di analisi (corrispondente all'applicazione dei soli carichi gravitazionali) risulta compresa tra 96.84 kN (Software_4) e 112.51 kN (Software_5) e tende progressivamente ad aumentare durante l'evoluzione dell'analisi non lineare.

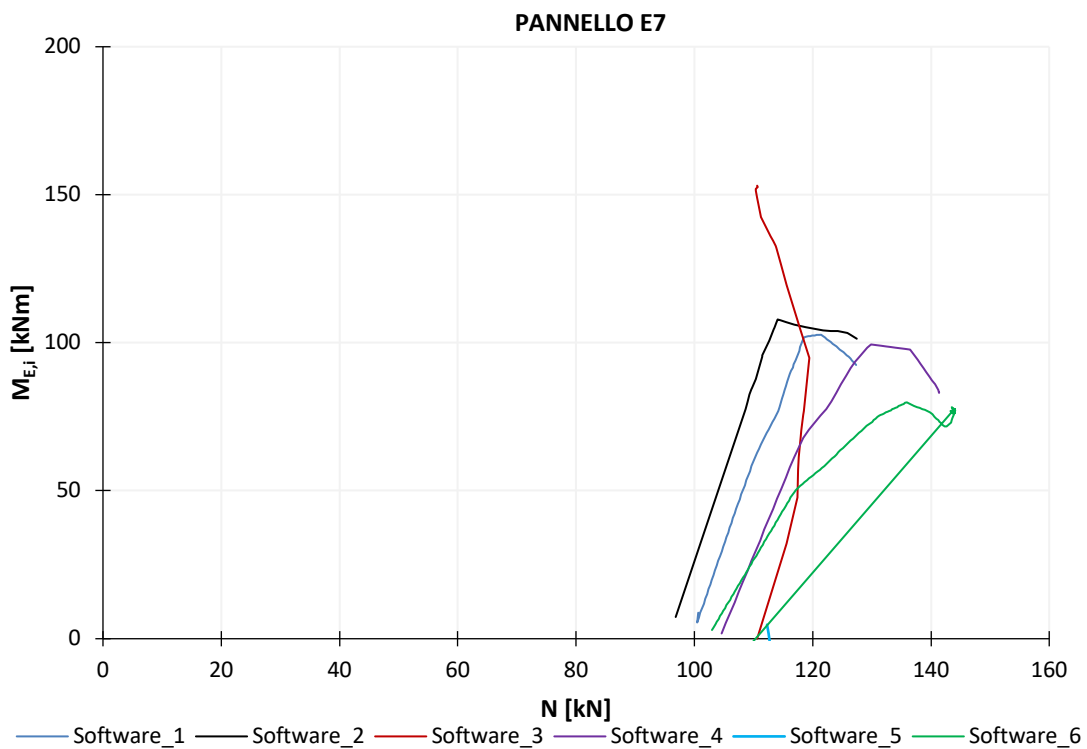


Figura H.19: Grafico N – $M_{E,i}$ Pannello E7 – Configurazione IIc)

Con riferimento al pannello E5, in Figura H.20 si riporta il confronto fra l'evoluzione dello stato di sollecitazione in termini di azione assiale, N, e di taglio, V, ottenuta dalle analisi condotte con i sei *software* (Figura H.18) ed i corrispondenti domini di resistenza (Figure H.4 e H.5) analogamente, con riferimento al pannello E7, si riporta in Figura H.21 il confronto fra i grafici di sollecitazione (Figura H.19) e di resistenza (Figura H.8 e Figura H.9).

In questo caso, il dominio a pressoflessione coerente con la configurazione strutturale considerata rappresenta una condizione intermedia tra quello corrispondente allo schema di vincolo "a mensola" del pannello e quello corrispondente allo schema "a doppio incastro" valutato sull'altezza effettiva del punto di flesso.

Con riferimento al solo grafico di Figura H.20 dalla sovrapposizione si osserva nel Software_1, Software_2 e Software_3 un comportamento non corretto delle cerniere al variare delle caratteristiche della sollecitazione; si conferma quanto osservato nei precedenti confronti di Figura H.16 e di Figura H.17.

Nel Software_4 e nel Software_6 si osserva invece un corretto comportamento della cerniera plastica al variare delle caratteristiche della sollecitazione.

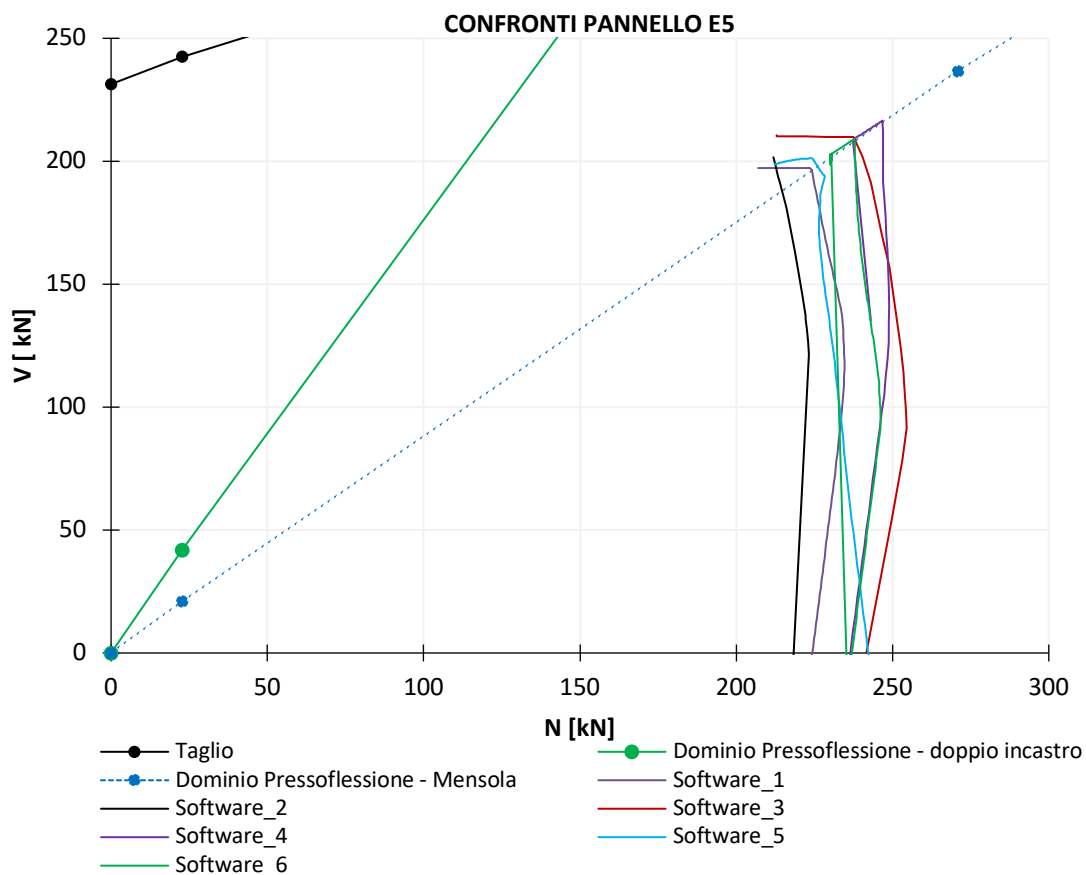


Figura H.20: Confronto grafici N-V e domini di resistenza pannello E5 – Configurazione IIC)

Nel confronto di Figura H.21 i pannelli murari, a seguito dell'aumento durante l'analisi, del valore dello sforzo normale, N, non raggiungono il limite superiore del dominio a pressoflessione, conservando un comportamento lineare-elastico. In questa condizione, l'accoppiamento delle caratteristiche di sollecitazione N-M e N-V rimane tale durante tutta l'analisi al passo.

Sul pannello E7 non si osservano danni numerici; tutti i software utilizzati colgono in maniera soddisfacente il comportamento del maschio murario.

La configurazione IIC) presenta a livello globale degli spostamenti minori rispetto alla configurazione A; nonostante un comportamento non corretto della cerniera di alcuni software le

differenze sulle resistenze sono minori rispetto alla configurazione A con poche ripercussioni a livello di curva di pushover globale dell'edificio (anche se questo non è un risultato generalizzabile).

Si osservi che la perdita di interazione tra le caratteristiche di sollecitazione, non sono da riferirsi solo alla pressoflessione ma anche nel caso del taglio. In questo caso in alcuni software la mancata interazione avviene fin dal primo step di analisi in quanto la legge fenomenologica a taglio viene calibrata sul valore dello sforzo normale gravitazionale.

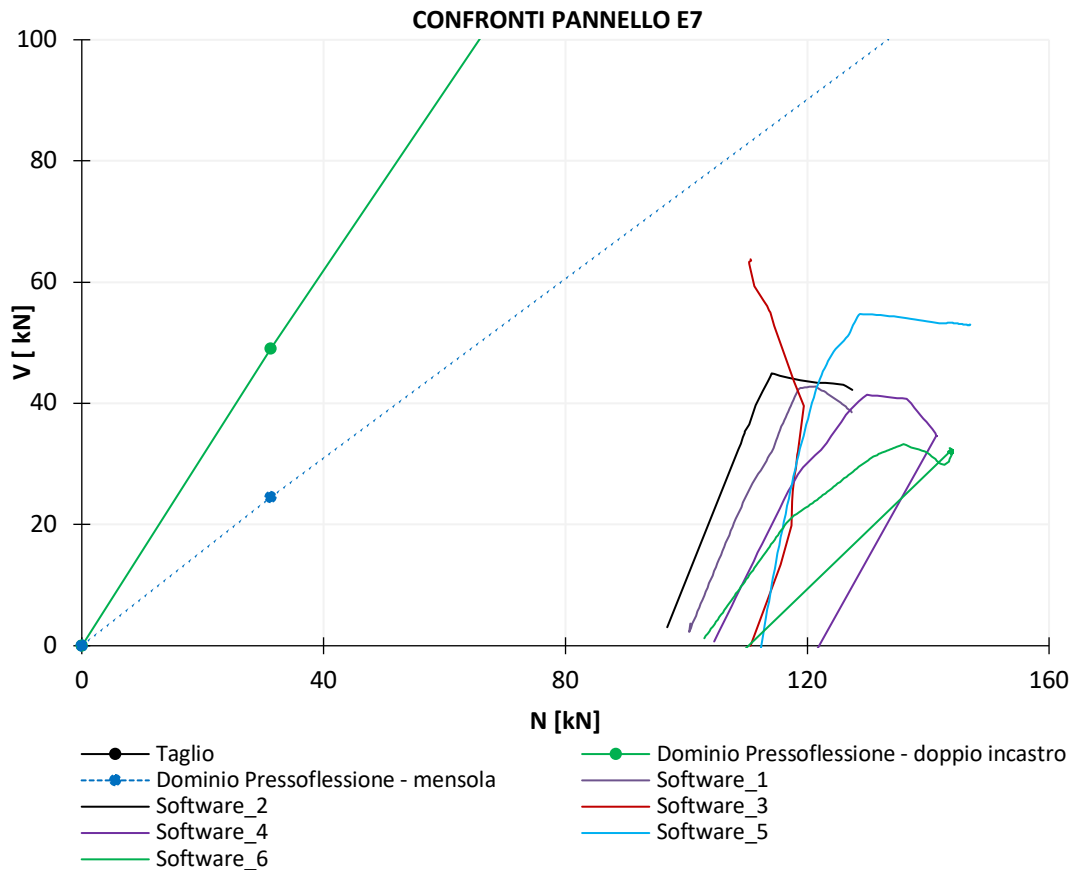


Figura H.21: Confronto grafici N-V e domini di resistenza pannello E7 – Configurazione IIc)

SCHEDA DI APPROFONDIMENTO I

CALCOLO ANALITICO DI UN LIMITE SUPERIORE ALLA SOLUZIONE NUMERICA SECONDO L'IPOTESI IDEALE "SHEAR-TYPE"

OBIETTIVO	Fornire uno strumento per la valutazione della affidabilità dei risultati ottenuti dal codice di calcolo attraverso la definizione di una procedura analitica per la stima di un limite superiore della soluzione numerica
CASO STUDIO	<ul style="list-style-type: none">- 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 Le tre strutture benchmark sono analizzate nella configurazione D: presenza di cordoli di piano in c.a. e ipotesi di comportamento ideale "shear-type" dei pannelli murari
SOFTWARE	Calcoli "manuali" implementabili in fogli excel, confrontati ed integrati da risultati forniti da modelli a telaio equivalente – con plasticità concentrata

I.1 OBIETTIVO DELL'APPROFONDIMENTO E PRINCIPI DI BASE ADOTTATI

Si presenta una **procedura analitica per la valutazione della affidabilità dei risultati delle analisi numeriche statiche non-lineari condotte mediante codice di calcolo**, consistente nella **stima di un limite superiore dei parametri che caratterizzano la curva di capacità** globale, di piano e/o di parete (rigidezza elastica, taglio di base massima, spostamento ultimo). La procedura è basata sulla assunzione della **ipotesi di comportamento di tipo "shear-type" dei pannelli murari** (rotazioni bloccate ad entrambi gli estremi): in questo caso, infatti, la verifica dei risultati numerici ottenuti mediante l'utilizzo di *software* risulta relativamente semplice ed immediata. Questa ulteriore ipotesi rappresenta evidentemente una **condizione di vincolo ideale** la quale, da un lato, consente alcune notevoli semplificazioni nel calcolo analitico delle grandezze sopra indicate e, dall'altro, porta ad una sovrastima del loro valore, che può essere assunto come **limite superiore di accettabilità della soluzione numerica**.

La procedura descritta è applicata, a titolo di esempio, presentando i risultati relativi a tre strutture benchmark: la **n° 3** (parete 2D multipiano), la **n°4** (edificio semplice mono-cellula a due piani) e la **n°5** (edificio complesso reale). Nel caso della seconda struttura, in particolare, fra le diverse configurazioni geometriche studiate, si è fatto riferimento a quella caratterizzata da disposizione differente delle aperture sui due lati paralleli orientati in direzione X e da lati paralleli orientati in direzione Y privi di aperture.

Mentre nell'ambito del progetto la risposta numerica di queste strutture è stata valutata ipotizzando diversi livelli di accoppiamento delle travi murarie di piano (fasce) con elementi caratterizzati da differente capacità di resistenza a trazione, ai fini di questo approfondimento si è

considerata una configurazione ideale che impone, oltre alla presenza di cordoli di piano in c.a., la condizione di blocco delle rotazioni ad entrambi gli estremi dei pannelli murari (configurazioni di tipo **D**).

Per la numerazione degli elementi delle tre strutture (richiamata di seguito nella presentazione dettagliata dei risultati) si rimanda alle schede benchmark corrispondenti.

In accordo con le ipotesi di modellazione ed analisi adottate nell'ambito del progetto:

- nel caso delle prime due strutture (**n°3** e **n°4**) si è considerata una sola analisi, assumendo una distribuzione di tipo "uniforme" (cioè di Gruppo 2 secondo le NTC2018 proporzionale alla distribuzione delle masse di piano, identificata di seguito come "G2|X") dell'azione sismica, supposta agente con verso positivo in direzione X, senza eccentricità accidentale;
- nel caso della terza struttura (**n°5**) si sono considerate invece quattro differenti analisi, assumendo distribuzione sia "uniforme" sia "triangolare inversa" (cioè di Gruppo 1 secondo le NTC2018 proporzionale alla distribuzione delle forze statiche di piano) dell'azione sismica, supposta agente in ciascuna delle direzioni principali dell'edificio nel solo verso positivo, di nuovo senza tener conto della eccentricità accidentale (identificate di seguito, rispettivamente, come "G1st|X", "G2|X", "G1st|Y" e "G2|Y").

Le analisi numeriche sono state svolte con uno dei *software* che operano nell'ambito della modellazione a telaio equivalente.

Come anticipato, la procedura analitica adottata si basa sulla modellazione delle strutture considerate mediante telai equivalenti di tipo "shear-type" (la seguente Figura I.1 illustra, a titolo di esempio, l'idealizzazione a telaio "shear-type" della parete di tipo A della struttura benchmark **n°3**). Tale ipotesi semplificativa prevede la concentrazione della deformabilità e della non linearità della struttura esclusivamente nei pannelli murari ad asse verticale (maschi).

In accordo con l'ipotesi di blocco delle rotazioni, le uniche incognite cinematiche del problema risultano le componenti di traslazione orizzontale a livello di piano.

Risulta inoltre inibita la deformabilità flessionale degli elementi ad asse orizzontale che collegano alla quota baricentrica di solaio i pannelli murari e, di conseguenza, all'evolvere dell'analisi risulta invariante in questi ultimi elementi lo sforzo normale rispetto alla condizione di applicazione dei soli carichi gravitazionali.

Il sistema è quindi risolvibile una volta note:

- le rigidità di piano (a partire dalle proprietà geometriche e meccaniche degli elementi);
- la distribuzione di forze orizzontali assegnata sul telaio.

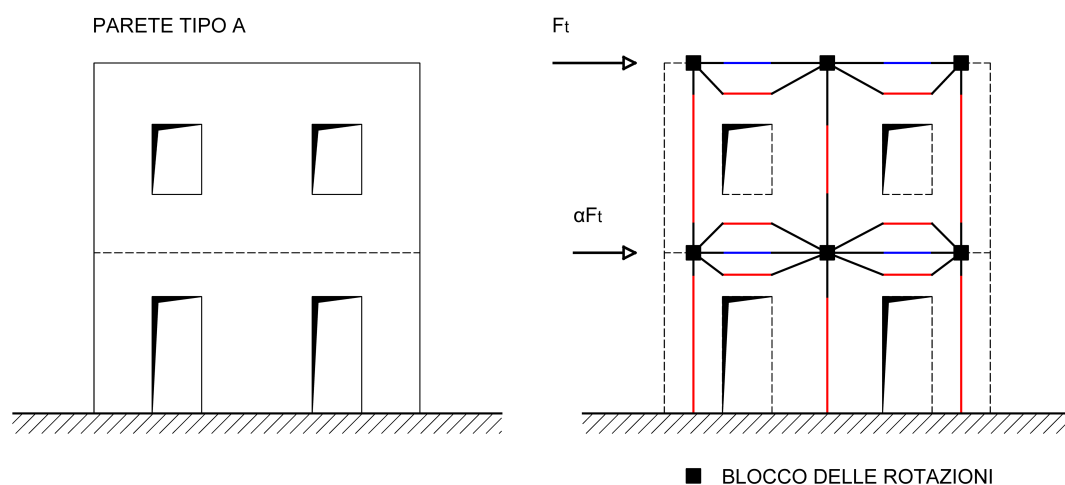


Figura I.1 – Idealizzazione in telaio "shear-type" della parete di tipo A della struttura benchmark n°5.

La procedura qui proposta è analitica ma, al fine di ottenere una stima più realistica, **si avvale di alcuni risultati forniti dal codice di calcolo**, in particolare nel caso di strutture complesse.

Più nello specifico, essa sfrutta la stima delle seguenti grandezze prodotta dal *software*:

- **Sforzo normale agente nei singoli pannelli a seguito dell'applicazione dei carichi verticali.** Come sopra anticipato, nel caso di modellazione a rotazioni bloccate, l'azione assiale nei maschi murari è invariante durante l'analisi; tuttavia, il livello di sforzo normale in tali elementi risente degli effetti di redistribuzione derivanti dal ruolo del solaio e dell'effetto flangia (cioè del grado di ammorsamento fra i singoli pannelli a sezione rettangolare in cui, nella idealizzazione a telaio equivalente, vengono scomposte le pareti flangiate), anche a seguito dell'applicazione delle sole azioni verticali. Per tale ragione, il calcolo basato esclusivamente sull'area di influenza dei singoli pannelli murari (che potrebbe essere effettuato a mano) costituisce soltanto una stima approssimativa del reale livello di sforzo normale agente, la quale risulta tanto più affidabile quanto più la struttura considerata presenta una configurazione simmetrica e quanto più i solai sono deformabili nel proprio piano (caso in cui la redistribuzione tra maschi murari di rigidità diversa risulta limitata o - al limite - del tutto assente, dal momento che il solaio non è in grado di garantire una significativa migrazione delle azioni fra gli elementi).
- **Ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti.** Mentre in un sistema perfettamente simmetrico valutare come si redistribuiscono le azioni orizzontali fra i pannelli murari a livello di ciascun piano è piuttosto semplice, nel caso di sistemi costituiti da elementi con rigidità diversa (per il contributo associato anche all'eccentricità tra i baricentri delle masse e delle rigidità) e, nel caso ancor più generale, di solai deformabili (che quindi tengano conto esplicitamente della redistribuzione delle azioni svolta dai diaframmi di piano) tale calcolo risulta sicuramente più complesso. Si è scelto quindi per le valutazioni discusse nel seguito di determinare la forma della distribuzione delle forze orizzontali a partire dai valori dei tagli nei pannelli murari ottenuti dal *software*.

1.2 PASSI DELLA PROCEDURA ANALITICA

La procedura si sviluppa secondo i seguenti passi:

- **Calcolo della rigidità di piano.** La rigidità k_j di ciascun j -mo piano della struttura è computata come somma dei contributi degli elementi ad asse verticale che lo costituiscono, assumendo per i pannelli murari la formulazione di Timoshenko [1970] della teoria della trave elastica deformabile a taglio. Per ulteriori dettagli si rimanda al §1.3.
- **Calcolo degli spostamenti di piano.** Nota dal punto precedente la rigidità di piano k_j ed assunto dai risultati delle elaborazioni numeriche il profilo della distribuzione delle forze laterali assegnata $\{F_j\}$, è possibile determinare gli spostamenti relativi di piano $\{\Delta u_j\}$ (e quindi, come somma di questi, anche gli spostamenti assoluti $\{u_j\}$) imponendo l'**equilibrio alla traslazione orizzontale** della struttura nella direzione di applicazione della azione sismica mediante il sistema di n equazioni (n essendo il numero totale di piani):

$$\sum_{k=j}^n F_k = k_j \cdot \Delta u_j \quad j = 1, \dots, n \quad (1)$$

Per ulteriori dettagli si rimanda al §1.3.

- **Calcolo della pendenza del ramo iniziale della curva di capacità.** Individuato dai risultati ottenuti dal *software* il valore \bar{F}_t di forza laterale all'ultimo piano della struttura (pari alla somma dei tagli negli elementi ad asse verticale in esso presenti) ad un generico passo di

carico in corrispondenza del quale la struttura sia ancora in regime elastico (e quindi nessun elemento strutturale risulti danneggiato), sono noti dai punti precedenti anche i valori di taglio totale alla base \bar{V}_b e di spostamento in sommità \bar{u}_t ; la pendenza del ramo iniziale della curva di capacità, corrispondente alla **rigidezza elastica del sistema ad un grado di libertà equivalente alla struttura** considerata, può quindi essere calcolata come:

$$k_{eq} = \frac{\bar{V}_b}{\bar{u}_t} \quad (2)$$

Per ulteriori dettagli si rimanda al §1.3.

- **Calcolo del taglio di base massimo.** Si assume che, a livello di ciascun piano della struttura, il raggiungimento della massima resistenza a taglio avvenga contemporaneamente in tutti i maschi ad esso appartenenti. Sulla base di questa ipotesi semplificata, il **massimo taglio di piano** è calcolato semplicemente come somma dei contributi di **taglio resistente dei pannelli murari**, per ciascuno dei quali la resistenza alle azioni laterali è definita come la minore fra quelle associate, sulla base delle formulazioni prescritte da normativa, ai meccanismi di danno previsti (a pressoflessione ed a taglio). La valutazione della resistenza di ciascun elemento presuppone la conoscenza dello sforzo normale in esso agente, che è assunto pari a quello ottenuto dall'analisi numerica all'applicazione dei carichi gravitazionali. Per ulteriori dettagli si rimanda al §1.4.
- **Calcolo dello spostamento ultimo.** Lo **spostamento limite** per ciascun pannello murario è definito sulla base della geometria, della **modalità di rottura attesa**, stimata secondo quanto riportato al punto precedente, e del corrispondente limite deformativo imposto dalla normativa. È quindi possibile procedere ad una stima della **capacità ultima di spostamento della struttura**, che risulta condizionata dal livello in corrispondenza del quale si attiva la condizione di **piano debole** e governata dal minore valore di spostamento limite fra quelli dei pannelli di quel piano, dal momento che (nell'ipotesi ideale di comportamento di tipo "shear-type") per congruenza tali elementi sono tutti soggetti allo stesso spostamento interpiano. Per ulteriori dettagli si rimanda al §1.5.

1.3 STIMA ANALITICA DELLA RIGIDEZZA IN FASE ELASTICA

Secondo la formulazione di Timoshenko [1970] della teoria della trave elastica deformabile a taglio, ed adottando una riduzione convenzionale per tener conto del degrado progressivo della rigidezza rispetto alle condizioni iniziali (sezione resistente *interamente reagente*) per effetto della fessurazione (sezione *parzializzata*), la rigidezza elastica $k_{i,j}$ di un generico i -mo pannello murario di un generico j -mo piano di una struttura è definita come:

$$k_{i,j} = \alpha_{parz} \cdot \left(\frac{h_{eff,i}^3}{\beta} \cdot \frac{1}{E_i J_i} + h_{eff,i} \cdot \frac{1}{G_i A_{v,i}} \right)^{-1} \quad (3)$$

in funzione dei seguenti parametri:

- α_{parz} coefficiente di riduzione convenzionale della rigidezza (assunto convenzionalmente pari ad $\alpha_{parz} = 0.5$);
- $h_{eff,i}$ altezza efficace (lunghezza del tratto deformabile) del pannello;
- β coefficiente che tiene conto della condizione di vincolo alle estremità (pari a 12 in caso di doppio incastro ed a 3 in caso di incastro semplice alla base);
- E_i modulo elastico di Young del materiale costitutivo del pannello;
- G_i modulo di elasticità tangenziale del materiale costitutivo del pannello;
- J_i momento di inerzia della sezione completamente resistente del pannello;

$A_{v,i}$ area a taglio della sezione completamente resistente del pannello: $A_{v,i} = A_i/\alpha_v$ (con A_i sezione lorda del pannello ed $\alpha_v = 1.2$ per sezioni rettangolari).

Nel calcolo si assume, in analogia con l'ipotesi adottata nella definizione dei modelli numerici, che i pannelli murari contribuiscano alla risposta globale delle strutture con il solo contributo di rigidità e resistenza nel proprio piano principale. Nessun contributo "fuori-piano" è quindi preso in considerazione nella valutazione analitica della risposta della struttura e dei singoli sistemi di pareti strutturali.

La **rigidità elastica a ciascun piano** k_j^k di ciascuna parete strutturale (o della struttura nel suo insieme) può essere definita come la somma dei contributi dei pannelli murari orientati nella direzione considerata costituenti a quel piano la parete (o la struttura):

$$k_j^k = \sum_{i=1}^{n_j^k} k_{i,j}, \quad (4)$$

indicando con apice k la direzione di analisi e con n_j^k il numero di pannelli murari orientati in direzione k costituenti al j -mo piano la parete (o la struttura). Si omette qui di seguito, per semplicità, l'apice k , riferendosi in generale alla rigidità di piano k_j , senza fare più riferimento alla direzione di analisi cui essa è riferita.

Nota dall'analisi numerica la distribuzione al primo passo di carico dei tagli di piano fra i singoli pannelli murari e, quindi, la risultante delle forze di piano, è possibile valutare analiticamente come di seguito illustrato la pendenza del ramo elastico della curva di capacità globale della struttura o di ciascuna singola parete strutturale, corrispondente alla **rigidità elastica del sistema ad un grado di libertà equivalente alla parete/struttura**, determinando i valori di spostamento interpiano in funzione delle rigidità elastiche di piano. La verifica presuppone quindi l'assunzione della correttezza della distribuzione dei tagli di piano ottenuta dalla analisi al primo passo di carico.

Nota la **distribuzione dei tagli di piano al primo passo di analisi**, $\{V_j^1\}$, valutata determinando il taglio V_j^1 ad un generico j -mo piano della struttura come somma dei tagli nei corrispondenti pannelli murari ottenuti dal *software*, la forza laterale F_j^1 agente a quello stesso piano risulta definita come:

$$F_j^1 = V_j^1 - \left(\sum_{k=j+1}^n V_k^1 \right), \quad (5)$$

essendo n il numero totale di piani della struttura. La **distribuzione delle forze laterali ad un generico passo di analisi**, $\{F_j\}$, può quindi essere espresso in termini del **profilo (costante) delle forze laterali** assunto nell'analisi considerata, in funzione dei seguenti coefficienti adimensionali:

$$\alpha_{j,V} = F_j^1 / V_1^1 \quad (6)$$

$$\alpha_{j,F} = F_j^1 / F_n^1 \quad (7)$$

ottenuti normalizzando la distribuzione delle forze laterali al primo passo di analisi, $\{F_j^1\}$, rispetto al corrispondente taglio alla base, $V_1^1 = V_b^1$, ed alla corrispondente forza applicata all'ultimo piano della struttura, $F_n^1 = F_t^1$, rispettivamente.

Assunto un valore generico F_n di forza applicata alla sommità della struttura (oppure, dualmente, un valore generico V_1 di taglio alla base) è individuata conseguentemente la distribuzione delle forze di piano $\{F_j\}$, rispettivamente come:

$$F_j = \alpha_{j,F} \cdot F_n \quad (8)$$

$$F_j = \alpha_{j,V} \cdot V_1, \quad (9)$$

ed è quindi nota anche la corrispondente distribuzione dei tagli di piano $\{V_j\}$:

$$V_j = \sum_{k=j}^n F_k, \quad (10)$$

nell'ipotesi di permanenza della struttura in regime elastico quando sollecitata da una forza laterale totale pari a:

$$F_{tot} = \sum_{j=1}^n F_j. \quad (11)$$

In particolare, con riferimento al passo di analisi corrispondente al primo danneggiamento negli elementi strutturali (individuato come **limite elastico della struttura**), le distribuzioni delle forze e dei tagli di piano ottenute dal calcolo analitico possono essere confrontate con i risultati delle analisi numeriche.

Nota la rigidezza k_j e la risultante di taglio V_j a ciascun j -mo piano corrispondente all'applicazione di un generico livello di forza laterale F_{tot} , è possibile stimare in regime elastico lo **spostamento interpiano** Δu_j (cioè lo spostamento relativo del piano considerato rispetto al livello inferiore) imponendo l'**equilibrio alla traslazione orizzontale** della struttura a quel piano nella direzione di applicazione della azione sismica:

$$V_j = k_j \cdot \Delta u_j. \quad (12)$$

È quindi possibile determinare lo **spostamento totale** u_j di ciascun j -mo piano come somma degli spostamenti relativi, dalla base della struttura fino al piano considerato:

$$u_j = \sum_{k=1}^j \Delta u_k. \quad (13)$$

Come già anticipato, l'impostazione del sistema (12) presuppone la conoscenza del profilo della distribuzione delle forze laterali, assegnata mediante i coefficienti $\alpha_{j,V}$ o $\alpha_{j,F}$ definiti mediante le precedenti espressioni (6) e (7) in funzione della distribuzione dei tagli nei pannelli murari al primo passo di analisi.

In particolare, nel caso semplice di una struttura a due piani, normalizzata la distribuzione delle forze al valore F_t riferito al secondo piano (come rappresentato in Figura I.1), lo spostamento complessivo alla sommità della struttura risulta:

$$u_t = F_t \cdot \left(\frac{1 + \alpha}{k_1} + \frac{1}{k_2} \right) \quad (14)$$

Nel caso più generale di una struttura multi-piano, l'espressione precedente può essere riformulata come segue:

$$u_t = F_t \cdot \sum_{j=1}^n \frac{\sum_{k=j}^n \alpha_{k,F}}{k_j}. \quad (15)$$

Infine, la **rigidezza elastica del sistema ad un grado di libertà equivalente alla struttura reale** può essere valutata come:

$$k_{eq} = V_b / u_t = V_1 / u_n \quad (16)$$

e confrontata con la pendenza iniziale della curva di capacità ottenuta mediante calcolo numerico.

1.4 STIMA ANALITICA DEL MASSIMO TAGLIO DI BASE

Per ciascun pannello murario è possibile procedere al calcolo analitico della **resistenza a pressoflessione ed a taglio** secondo le formulazioni prescritte dalla normativa, in funzione della geometria, delle proprietà meccaniche del materiale e dello sforzo normale in esso agente. Si precisa a questo riguardo che, per tutte le strutture benchmark considerate, la resistenza a taglio dei pannelli murari è stata definita con riferimento ad un meccanismo di danneggiamento per fessurazione diagonale.

La distribuzione delle azioni assiali è assunta nota dai risultati dell'analisi numerica; nell'ipotesi ideale di comportamento di tipo "shear-type" dei pannelli murari, in particolare, essa risulta invariante all'evolvere dell'analisi e può essere ottenuta considerando il primo passo di carico, corrispondente all'applicazione alla struttura dei soli carichi gravitazionali, ad azione laterale nulla. Una volta determinata la resistenza a taglio associata a ciascuno dei meccanismi di danno previsti (identificati di seguito con le sigle "PF": pressoflessione e "FD": fessurazione diagonale), è quindi possibile individuare per ciascun pannello murario il **meccanismo di collasso atteso**, come quello associato al contributo di resistenza minore. Tenuto conto della condizione di vincolo imposta, corrispondente al blocco delle rotazioni ad entrambe le estremità degli elementi, la resistenza a taglio corrispondente alla attivazione del meccanismo di rottura per pressoflessione è calcolata assumendo una luce di taglio (distanza della sezione caratterizzata da taglio nullo dalla sezione di estremità del pannello) pari a metà della altezza deformabile:

$$V_{Rd}^{i,j} = \min\{V_{Rd|PF}^{i,j}, V_{Rd|FD}^{i,j}\} \quad (17)$$

Con riferimento al passo di analisi corrispondente al raggiungimento del massimo taglio alla base della struttura, si può procedere al confronto, per ciascun pannello murario di ciascun piano della struttura, fra il valore atteso di resistenza a taglio, ottenuto dal calcolo analitico, ed il taglio agente ottenuto dal calcolo numerico.

Infine, è possibile procedere ad una stima del **massimo taglio di piano** $V_{j,max}$ e, in particolare, del **massimo taglio alla base** $V_{b,max}$ della struttura. In particolare, si assume che il raggiungimento della massima resistenza a taglio avvenga, a ciascun livello, contemporaneamente in tutti gli pannelli murari ad asse verticale ad esso appartenenti: sulla base di questa ipotesi semplificata, il massimo taglio a ciascun piano è calcolato semplicemente come somma dei contributi di taglio resistente dei singoli maschi:

$$V_{j,max} = \sum_{i=1}^{n_j} V_{Rd}^{i,j} \quad (18)$$

essendo n_j il numero di pannelli murari appartenenti al j -mo piano.

Si precisa che il calcolo, nel caso di strutture tridimensionali (edifici), va ripetuto considerando, per ciascuna analisi svolta, i soli pannelli murari orientati nella direzione della azione sismica assunta nel calcolo numerico.

Il valore del taglio massimo alla base della struttura, $V_{b,max}$, stimato analiticamente mediante la precedente espressione (18), rappresenta una limitazione superiore per la massima resistenza della struttura ottenuta dal calcolo numerico.

1.5 STIMA ANALITICA DELLO SPOSTAMENTO ULTIMO

La definizione della **modalità di rottura** attesa per ciascun pannello murario, secondo quanto riportato al punto precedente, oltre a fornire un ulteriore parametro di controllo dei risultati

ottenuti dal calcolo numerico, consente anche una stima dello **spostamento ultimo** atteso per la struttura.

Nello specifico, è infatti possibile definire lo **spostamento limite per ciascun pannello murario** in base alla sua geometria (in particolare, alla altezza di libera inflessione), alla modalità di rottura stimata ed al corrispondente limite deformativo prescritto dalla normativa (ad esempio: con riferimento ai pannelli in muratura ordinaria in edifici esistenti, nelle analisi numeriche svolte si è assunto pari a 0.6% nel caso di rottura per pressoflessione ed a 0.4% nel caso di rottura per taglio). Si può quindi procedere al confronto fra la capacità deformativa teorica dei pannelli murari a ciascun piano della struttura ed i corrispondenti valori di spostamento ottenuti dalla analisi numerica, con particolare riferimento al passo di carico corrispondente al raggiungimento del massimo spostamento alla sommità della struttura. Si precisa che, in caso di comportamento ideale di tipo “*shear-type*”, tenuto conto della condizione di vincolo corrispondente al blocco delle rotazioni ad entrambi gli estremi, la capacità deformativa degli elementi strutturali, valutata in termini di deformazione angolare (rotazione della corda o “*chord-rotation*”) o di *drift* interpiano è la stessa.

È inoltre possibile procedere ad una stima della **capacità ultima di spostamento della struttura**, che risulta condizionata dal livello in corrispondenza del quale si attiva la condizione di **piano debole** (cioè del piano in cui si ha la formazione di cerniere plastiche agli estremi dei maschi murari in numero sufficiente a generare labilità nella struttura) ed è governata dal minore valore di spostamento limite fra quelli dei pannelli di quel piano. Nell’ipotesi ideale di comportamento di tipo “*shear-type*”, infatti, per congruenza tutti i pannelli murari di un generico piano di una struttura risultano soggetti allo stesso spostamento interpiano; dal momento che tali elementi possono, in base ai dati geometrici assegnati, essere caratterizzati da altezza efficace (cioè lunghezza libera di inflessione) differente, la capacità deformativa della struttura a quel piano, secondo ciascuna direzione principale, è condizionata dalla minore fra le capacità deformative dei maschi orientati a quel livello secondo quella direzione.

1.6 RISULTATI DEI CALCOLI PER LA STRUTTURA BENCHMARK n°3

In sono identificati i singoli elementi strutturali costituenti la parete nella configurazione presa in considerazione (cordoli di piano in c.a. accoppiati alle travi murarie).

In Figura I.2 è riportata la rigidezza elastica totale k_j della parete a ciascun piano, valutata assumendo moduli di elasticità $E = 1600$ MPa e $G = 300$ MPa per la muratura e un coefficiente di parzializzazione $\alpha_{parz} = 0.5$.

Nelle successive Tabella I.2, Tabella I.3 e Tabella I.4 sono riportati in dettaglio i valori dei parametri geometrici (spessore t , lunghezza L , momento di inerzia J , area A ed area a taglio A_v della sezione trasversale; altezza efficace h_{eff}) e della rigidezza elastica $k_{i,j}$ dei singoli pannelli murari a ciascun piano.

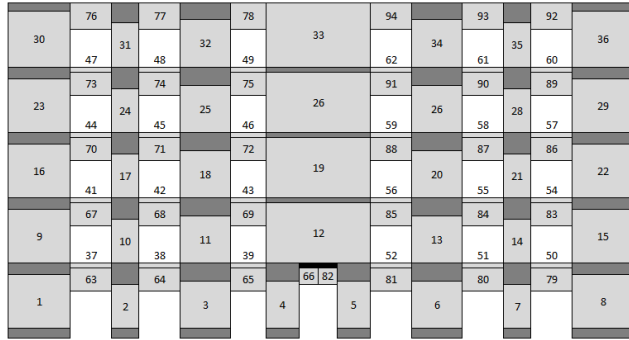


Tabella I.1 - Struttura benchmark n°3 - Rigidezza totale di piano della parete.

Piano	k_i [kN/m]
1	218406
2	252124
3	252124
4	252124
5	134147

Figura I.2 - Struttura benchmark n°3 - Identificazione degli elementi strutturali costituenti la parete.

Tabella I.2 - Struttura benchmark n°3 - Valutazione della rigidezza della parete (piano 1)

Piano 1	Elemento							
	1	2	3	4	5	6	7	8
t [m]	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
l [m]	3.700	1.740	2.730	2.030	2.030	2.730	1.740	3.700
h_{eff} [m]	3.236	2.608	2.812	2.782	2.782	2.812	2.608	3.236
J [m ⁴]	1.266	0.132	0.509	0.209	0.209	0.509	0.132	1.266
A [m ²]	1.110	0.522	0.819	0.609	0.609	0.819	0.522	1.110
A_v [m ²]	0.925	0.435	0.683	0.508	0.508	0.683	0.435	0.925
k_{i,j} [kN/m]	38300	18519	31229	21155	21155	31229	18519	38300

Tabella I.3 - Struttura benchmark n°3 - Valutazione della rigidezza della parete (piani 2-3-4).

Piano	Elemento							
	9	10	11	12	13	14	15	
Piano 2								
Piano 3	16	17	18	19	20	21	22	
Piano 4	23	24	25	26	27	28	29	
t [m]	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	
l [m]	3.700	1.740	2.730	6.620	2.730	1.740	3.700	
h_{eff} [m]	3.116	2.562	2.739	3.437	2.739	2.562	3.116	
J [m ⁴]	1.266	0.132	0.509	7.253	0.509	0.132	1.266	
A [m ²]	1.110	0.522	0.819	1.986	0.819	0.522	1.110	
A_v [m ²]	0.925	0.435	0.683	1.655	0.683	0.435	0.925	
k_{i,j} [kN/m]	40086	19024	32297	69310	32297	19024	40086	

Tabella I.4 - Struttura benchmark n°3 - Valutazione della rigidezza della parete (piano 5).

Piano 5	Elemento							
	23	24	25	26	27	28	29	
t [m]	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	
l [m]	3.700	1.740	2.730	6.620	2.730	1.740	3.700	
H [m]	3.590	3.590	3.590	3.590	3.590	3.590	3.590	
h_{inf} [m]	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	
h_{sup} [m]	0.347	0.906	0.727	0.023	0.727	0.906	0.347	
h_{eff} [m]	3.123	2.564	2.743	3.447	2.743	2.564	3.123	
J [m ⁴]	0.675	0.070	0.271	3.868	0.271	0.070	0.675	
A [m ²]	0.592	0.278	0.437	1.059	0.437	0.278	0.592	
A_v [m ²]	0.493	0.232	0.364	0.883	0.364	0.232	0.493	
k_{i,j} [kN/m]	21322	10134	17193	36849	17193	10134	21322	

In Tabella I.5 nella quale i maschi murari sono identificati in base alla numerazione progressiva relativa al singolo piano, procedendo da sinistra verso destra) per ciascuna parete si riportano i dati assunti dalla analisi numerica e i valori dei parametri determinati analiticamente utilizzati per la definizione del profilo delle forze laterali $\{F_j\}$ agenti sulla parete, espresso in termini dei

coefficienti adimensionali $\alpha_{j,V} = F_j/V_1$ ed $\alpha_{j,F} = F_j/F_5$.

Tabella I.5 - Struttura benchmark n°3 - Definizione del profilo delle forze di piano agenti in condizioni elastiche.

Elemento	1	2	3	4	5	6	7	8				
Piano	$V_{1,j}$ [kN]	$V_{2,j}$ [kN]	$V_{3,j}$ [kN]	$V_{4,j}$ [kN]	$V_{5,j}$ [kN]	$V_{6,j}$ [kN]	$V_{7,j}$ [kN]	$V_{8,j}$ [kN]	V_j [kN]	F_j [kN]	$\alpha_{j,V}$ [-]	$\alpha_{j,F}$ [-]
1	6.04	2.92	4.92	3.34	3.34	4.92	2.92	6.04	34.44	8.15	0.237	4.382
2	4.18	1.98	3.37	7.23	3.37	1.98	4.18		26.29	8.50	0.247	4.568
3	2.83	1.34	2.28	4.89	2.28	1.34	2.83		17.79	8.50	0.247	4.568
4	1.48	0.70	1.19	2.56	1.19	0.70	1.48		9.30	7.44	0.216	3.998
5	0.30	0.14	0.24	0.51	0.24	0.14	0.30		1.86	1.86	0.054	1.000

Con riferimento al limite elastico della parete, in Tabella I.6 si riportano, per ciascun livello, i valori ottenuti mediante calcolo analitico della forza laterale F_j , del taglio totale di piano V_j , dello spostamento interpiano Δu e spostamento assoluto u ed il confronto di quest'ultimo con il corrispondente dato ottenuto dall'analisi numerica (indicato con pedice "num"); in grassetto sono evidenziati i valori di taglio alla base e di forza laterale agente alla sommità della parete.

Tabella I.6 - Struttura benchmark n°3 - Definizione analitica del profilo di spostamento della parete al limite del regime elastico e confronto con i risultati numerici.

Piano	k [kN/m]	F_j [kN]	V_j [kN]	Δu [mm]	u [mm]	u_{num} [mm]
1	218406	432.0	1825.4	8.4	8.4	8.4
2	252124	450.3	1393.4	5.5	13.9	13.9
3	252124	450.3	943.1	3.7	17.6	17.6
4	252124	394.2	492.8	2.0	19.6	19.6
5	134147	98.6	98.6	0.7	20.3	20.3

Il calcolo della rigidezza elastica del sistema ad un grado di libertà equivalente alla parete multipiano, valutata come $k_{eq} = V_b/u_t = V_1/u_5$, fornisce una più che ottima corrispondenza del risultato numerico con il dato analitico (pari, rispettivamente, a $k_{eq,num} = 89920$ kN/m e k_{eq} kN/m, con un errore percentuale inferiore allo 0.1%).

Dal quadro di danneggiamento ottenuto dalla analisi numerica, schematizzato in Figura I.3, risulta che all'ultimo passo di carico, corrispondente al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) per superamento del degrado di resistenza limite fissato dalla normativa (20% della forza massima), tutti i pannelli alla base della parete hanno raggiunto la condizione di rottura per taglio ed hanno superato il corrispondente limite di deformazione.

Al manifestarsi di questa situazione particolare, la validazione del risultato numerico corrispondente all'ultimo passo di analisi non è possibile, sulla base delle seguenti considerazioni.

- In condizione di danneggiamento di tutti i pannelli murari alla base della parete, il taglio totale dovrebbe corrispondere alla somma delle corrispondenti resistenze a taglio.
- Al superamento in un elemento del limite deformativo corrispondente al meccanismo di danno in esso attivato, il programma di calcolo utilizzato per le analisi elimina quell'elemento dallo schema resistente della struttura, azzerandone lo stato di sollecitazione flessionale ed a taglio; questo comporta che, nella condizione "limite" in cui in tutti gli elementi verticali alla base della struttura è contemporaneamente registrato il superamento del limite di deformazione, il programma registra un azzeramento del taglio alla base della parete, con conseguente superamento del degrado di resistenza limite ed interruzione della analisi (in questa situazione si potrebbero registrare problemi numerici, legati alla mancanza di convergenza della soluzione al passo).

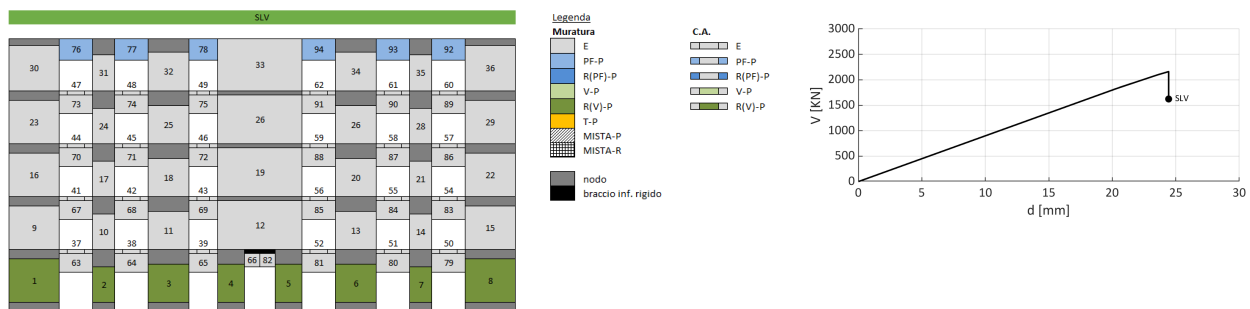


Figura I.3 - Struttura benchmark n°3 - Quadro di danneggiamento della parete all'ultimo passo di analisi (SLV).

Di conseguenza, la validazione del risultato numerico può essere condotta solo considerando il passo di analisi imeritamente precedente (schematizzato in Figura I.4 ed identificato di seguito come "SLV*"), verificando la prossimità della risposta della parete alla condizione "limite".

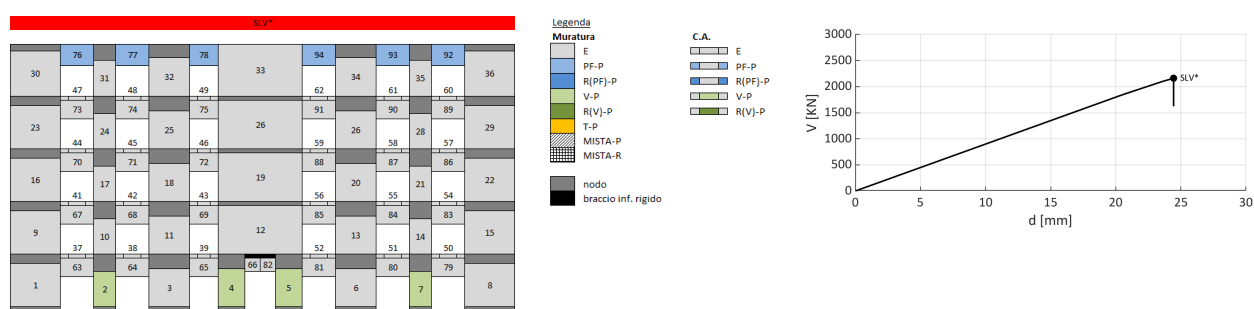


Figura I.4 - Struttura benchmark n°3 - Quadro di danneggiamento della parete al passo immediatamente precedente il collasso (SLV*).

Nella seguente Tabella I.8 si riportano per ciascun pannello murario alla base della parete il calcolo della resistenza a taglio secondo le formulazioni prescritte dalle NTC 2008, in funzione della geometria, delle proprietà meccaniche del materiale (richiamate in Tabella I.7) e della distribuzione delle azioni assiali (assunta nota dai risultati dell'analisi numerica, riportata in grassetto) e l'identificazione del corrispondente meccanismo di collasso "critico" per l'elemento ("FD": fessurazione diagonale; "PF" pressoflessione).

Tabella I.7 - Struttura benchmark n°3 - Proprietà meccaniche della muratura.

K	τ_0	f_m	FC
[-]	[MPa]	[MPa]	[-]
0.85	0.16	6.00	1

Tabella I.8 - Struttura benchmark n°3 - Resistenza a taglio ed identificazione del meccanismo di rottura dei pannelli murari alla base della parete.

Elemento	1	2	3	4	5	6	7	8
t [m]	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
l [m]	3.700	1.740	2.730	2.030	2.030	2.730	1.740	3.700
h_{eff} [m]	3.236	2.608	2.812	2.782	2.782	2.812	2.608	3.236
$N_{E,PP}$ [kN]	528.7	312.3	469.4	411.8	411.8	469.4	312.3	528.7
σ [MPa]	0.476	0.598	0.573	0.676	0.676	0.573	0.598	0.476
$V_{Rd,FD}$ [kN]	460.2	156.2	351.2	208.4	208.4	351.2	156.2	460.2
M_{Rd} [kNm]	886.7	239.8	568.7	362.5	362.5	568.7	239.8	886.7
$V_{Rd,PF}$ [kN]	548.0	183.9	404.5	260.6	260.6	404.5	183.9	548.0
V_{Rd} [kN]	460.2	156.2	351.2	208.4	208.4	351.2	156.2	460.2
rottura [-]	FD	FD	FD	FD	FD	FD	FD	FD

In Tabella I.9 si riportano le verifiche di resistenza dei pannelli murari alla base della parete al passo di carico precedente il raggiungimento dello SLV ed il confronto fra il massimo taglio resistente teorico ed il massimo taglio agente ottenuto dalla analisi numerica: si osservi come gli elementi 2, 4, 5 e 7, evidenziati in Tabella, risultano danneggiati a taglio mentre i rimanenti elementi sono ancora in regime elastico.

Tabella I.9 - Struttura benchmark n°3 - Verifica di resistenza dei pannelli murari alla base della parete al passo SLV* e confronto fra il massimo taglio resistente teorico ed il massimo taglio ottenuto dalla analisi numerica.

Elemento	1	2	3	4	5	6	7	8	Totale
V_{Rd} [kN]	460.2	156.2	351.2	208.4	208.4	351.2	156.2	460.2	2352.1
$V_{Sd SLV^*}$ [kN]	394.4	156.2	321.6	208.4	208.4	321.6	156.2	394.4	2161.3

Come si può rilevare dai dati sopra sintetizzati, illustrati graficamente nella seguente Figura I.5, i risultati dell'analisi numerica mostrano un'ottima corrispondenza con la previsione analitica della risposta della parete, in termini sia di pendenza del ramo elastico sia di massimo livello di taglio alla base della parete.

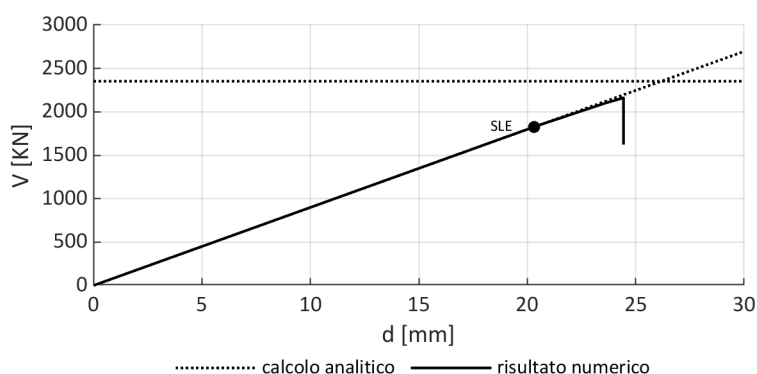


Figura I.5 - Struttura benchmark n°3 - Curva di capacità della parete: confronto fra risposta numerica e previsione analitica.

Nella seguente Tabella I.10 si riporta il confronto fra la capacità deformativa di ciascun pannello murario alla base della parete, determinata in funzione della geometria e del meccanismo di rottura "critico" fra quelli previsti corrispondente al livello di sollecitazione assiale ("PF": pressoflessione; "FD": fessurazione diagonale), espressa sia in termini di *drift* che di spostamento interpiano, ed i corrispondenti valori ottenuti dalla analisi numerica al passo di carico SLV*, immediatamente precedente il raggiungimento dello SLV. Come si può rilevare, i pannelli 2 e 7 (evidenziati in Tabella), risultano danneggiati per taglio in base alle verifiche di resistenza sopra riportate e molto prossimi al raggiungimento del proprio limite di capacità deformativa: questo sembra sufficiente a ritenere che ci sia un'ottima corrispondenza fra il risultato numerico e la soluzione analitica, nonostante non sia possibile effettuare il confronto, per quanto sopra esposto, all'ultimo passo di analisi.

Tabella I.10 - Struttura benchmark n°3 - Verifica di resistenza dei pannelli murari alla base della parete al passo di carico precedente il raggiungimento dello SLV e confronto fra il massimo taglio resistente teorico ed il massimo taglio agente ottenuto dalla analisi numerica.

Elemento	1	2	3	4	5	6	7	8
rottura [-]	FD	FD	FD	FD	FD	FD	FD	FD
i.d.SLV [%]	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
Δu_{SLV} [mm]	12.9	10.4	11.2	11.1	11.1	11.2	10.4	12.9
i.d.SLV* num [%]	0.318	0.395	0.366	0.370	0.370	0.366	0.395	0.318
$\Delta u_{SLV^*} num$ [mm]	10.3	10.3	10.3	10.3	10.3	10.3	10.3	10.3

I.7 RISULTATI DEI CALCOLI PER LA STRUTTURA BENCHMARK n°4

Con riferimento alla configurazione IID della struttura benchmark n°4, nella seguente Figura I.6 sono identificati i singoli elementi strutturali costituenti le pareti orientate secondo la direzione dell'azione sismica considerata (pareti P1 e P3, rispettivamente). Nelle tabelle sono riportati i valori dei parametri geometrici degli elementi (spessore t , lunghezza L , momento di inerzia J , area A ed area a taglio A_v della sezione trasversale; altezza efficace h_{eff}) e della corrispondente rigidità elastica k , valutata assumendo moduli di elasticità $E = 1800$ MPa e $G = 600$ MPa per la muratura ed un coefficiente di parzializzazione $\alpha_{parz} = 0.5$.

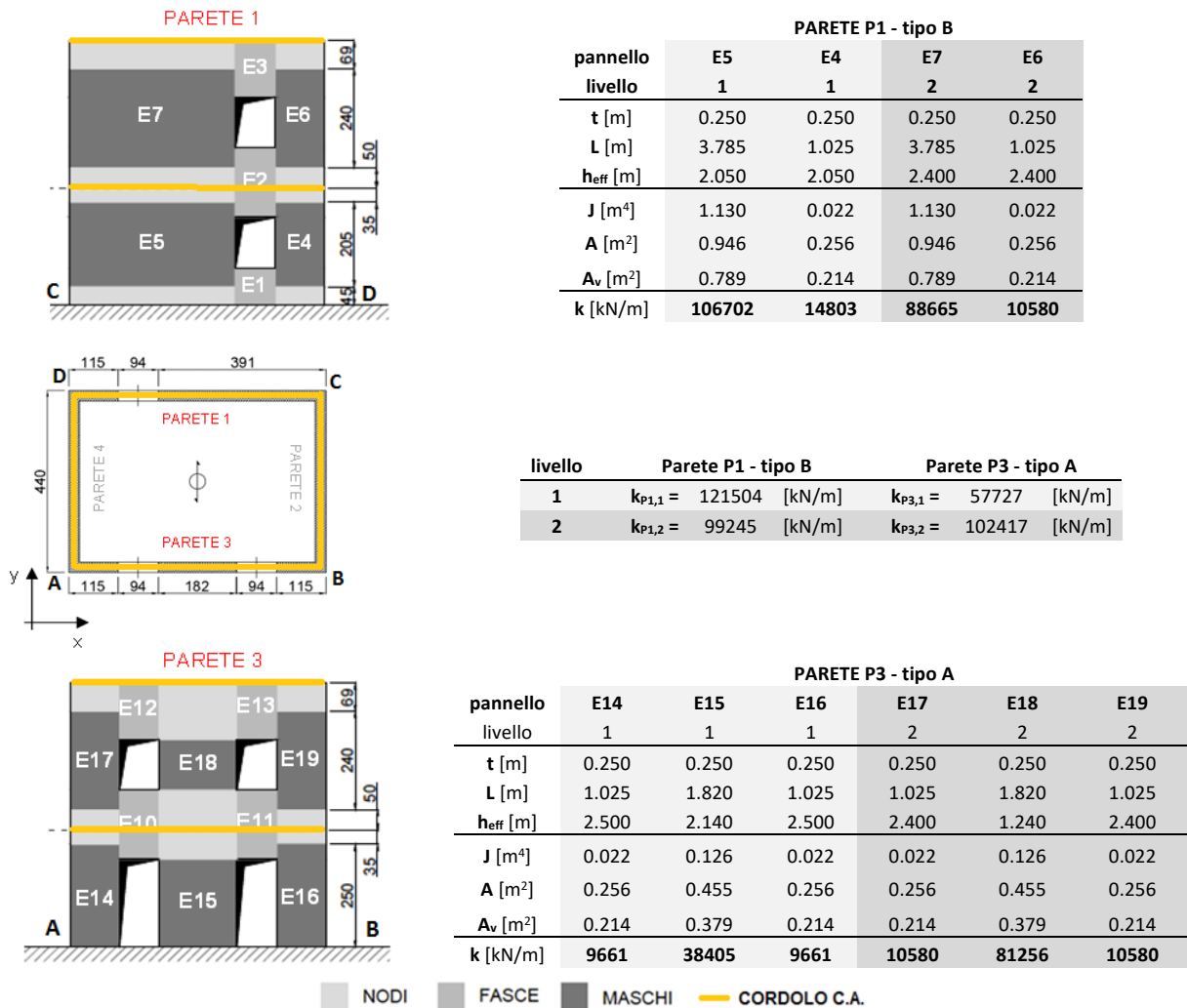


Figura I.6 - Struttura benchmark n°4 - Valutazione della rigidità delle pareti.

Assunta per ciascuna parete la distribuzione dei tagli di piano V_{Pij} ottenuta dalla somma dei tagli alla base dei singoli pannelli al primo passo di analisi, la forza di piano F_{Pij} agente sulla parete è definita come $F_{Pij} = V_{Pij} - (\sum_{k=j+1}^n V_{Pik})$; in Tabella I.11 si riportano i dati ottenuti dall'analisi numerica, utilizzati per la definizione del profilo di forza agente su ciascuna parete, in termini dei coefficienti adimensionali $\alpha_{Pij,V} = F_{Pij}/V_{Pij}$ ed $\alpha_{Pij,F} = F_{Pij}/F_{Pij}$.

Tabella I.11 - Struttura benchmark n°4 - Definizione del profilo delle forze di piano agenti in condizioni elastiche sulle pareti orientate nella direzione dell'azione sismica.

PARETE P1				PARETE P3			
livello 1		livello 2		livello 1		livello 2	
V_{E4}	= 0.357 kN	V_{E6}	= 0.111 kN	V_{E14}	= 0.300 kN	V_{E17}	= 0.109 kN
V_{E5}	= 2.571 kN	V_{E7}	= 0.929 kN	V_{E15}	= 1.195 kN	V_{E18}	= 0.834 kN
				V_{E16}	= 0.300 kN	V_{E19}	= 0.109 kN
$V_{P1 1}$	= 2.928 kN	$V_{P1 2}$	= 1.040 kN	$V_{P3 1}$	= 1.796 kN	$V_{P3 2}$	= 1.052 kN
$F_{P1 1}$	= 1.888 kN	$F_{P1 2}$	= 1.040 kN	$F_{P3 1}$	= 0.744 kN	$F_{P3 2}$	= 1.052 kN
$\alpha_{P1 1,V}$	= 0.645	$\alpha_{P1 2,V}$	= 0.355	$\alpha_{P3 1,V}$	= 0.414	$\alpha_{P3 2,V}$	= 0.586
$\alpha_{P1 1,F}$	= 1.817	$\alpha_{P1 2,F}$	= 1.000	$\alpha_{P3 1,F}$	= 0.708	$\alpha_{P3 2,F}$	= 1.000

Assunto un valore arbitrario di forza \bar{F} alla sommità di una generica parete, e definito il profilo di forze di piano $F_{Pij} = \alpha_{Pij,F} \cdot \bar{F}$, è possibile determinare a ciascun livello lo spostamento elastico interpiano $\Delta u_{Pij} = V_{Pij} / k_{Pij}$, con $V_{Pij} = \sum_{k=j}^n (\alpha_{Pik,F} \cdot \bar{F})$, ed il corrispondente spostamento assoluto $u_{Pij} = \sum_{k=1}^j \Delta u_{Pik}$. Dualmente, individuato dall'analisi il taglio \bar{V}_{P1} alla base di ciascuna parete in corrispondenza del passo di carico al limite elastico della struttura (danneggiamento del primo elemento) e definito il profilo di forze di piano $F_{Pij} = \alpha_{Pij,V} \cdot \bar{V}_{P1}$, è possibile determinare a ciascun livello lo spostamento interpiano $\Delta u_{Pij} = V_{Pij} / k_{Pij}$, con $V_{Pij} = \sum_{k=j}^n (\alpha_{Pik,V} \cdot \bar{V}_{P1})$, ed il corrispondente spostamento assoluto $u_{Pij} = \sum_{k=1}^j \Delta u_{Pik}$. In Tabella I.12 si riportano i risultati delle elaborazioni (in grassetto il valore del taglio alla base delle pareti all'ultimo passo di analisi in regime elastico) ed il confronto con i risultati ottenuti dall'analisi numerica (identificati con pedice "num").

Tabella I.12 - Struttura benchmark n°4 - Definizione del profilo di spostamento delle pareti al limite del regime elastico e confronto con i risultati numerici.

livello	PARETE P1						PARETE P3					
	k_{P1} [kN/m]	F_{P1} [kN]	V_{P1} [kN]	Δu_{P1} [mm]	u_{P1} [mm]	$u_{P1,num}$ [mm]	k_{P3} [kN/m]	F_{P3} [kN]	V_{P3} [kN]	Δu_{P3} [mm]	u_{P3} [mm]	$u_{P3,num}$ [mm]
1	121504	134.08	207.887	1.711	1.711	1.710	57727	52.776	127.367	2.206	2.206	2.208
2	99245	73.807	73.807	0.744	2.455	2.453	102417	74.591	74.591	0.728	2.935	2.937

In Figura I.7 si rappresentano i profili di spostamento delle due pareti, confrontando i risultati del calcolo analitico con quelli ottenuti dalla analisi numerica.

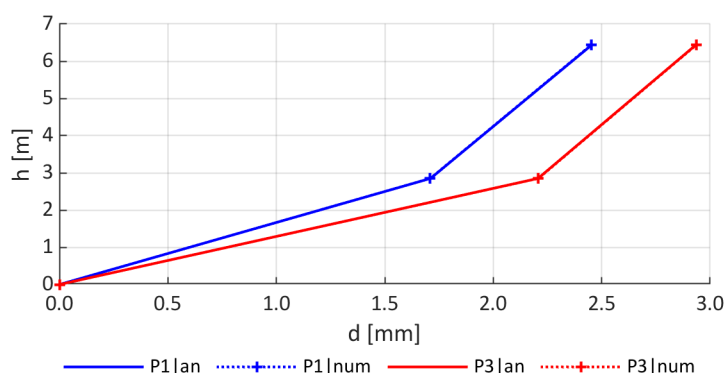


Figura I.7 - Struttura benchmark n°4 - Profilo di spostamento delle pareti al limite del regime elastico.

In Figura I.8 si confrontano i profili di spostamento della struttura (G, globale) e delle pareti P1 e P3 al passo di carico corrispondente al limite elastico della struttura (SLE, primo danneggiamento) ed all'ultimo passo di analisi (SLV).

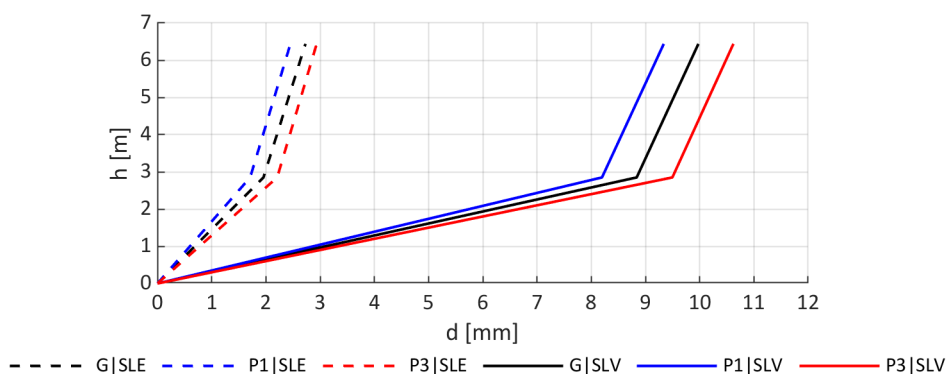


Figura I.8 - Struttura benchmark n°4 - Profili di spostamento al passo corrispondente al limite del regime elastico della struttura ed all'ultimo passo di analisi.

Dal quadro di danneggiamento ottenuto dalla analisi numerica, schematizzato in Figura I.9, risulta come all'ultimo passo di carico, corrispondente al raggiungimento dello SLV per superamento del degrado di resistenza limite fissato dalla normativa (20% della forza massima), tutti i pannelli alla base delle pareti P1 e P3 hanno raggiunto la condizione di rottura. In particolare: i pannelli E4 (P1) ed E14, E15 ed E16 (P3) sono danneggiati per pressoflessione; il pannello E5 (P1) è rotto per taglio ed ha raggiunto il corrispondente limite di deformazione.

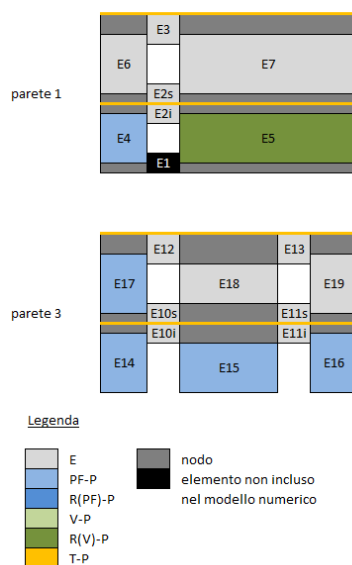


Figura I.9 - Struttura benchmark n°4 - Quadro di danneggiamento delle pareti all'ultimo passo di analisi (SLV).

In queste condizioni, il taglio alla base delle pareti corrisponde alla somma delle resistenze a taglio dei singoli pannelli al primo livello della struttura. In Tabella I.14 si riportano il calcolo della resistenza a taglio secondo le formulazioni illustrate nella **Scheda di approfondimento G (Controlli di coerenza sull'implementazione di pannelli murari con comportamento bilineare elastico perfettamente plastico)**, in funzione della geometria, delle proprietà del materiale (sintetizzate in Tabella I.13) e della distribuzione delle azioni assiali, assunta dai risultati dell'analisi numerica (in grassetto), e l'identificazione del meccanismo di collasso di ciascun elemento ad asse verticale delle due pareti. Tenuto conto della condizione di vincolo, corrispondente al blocco delle rotazioni ad entrambe le estremità degli elementi, la resistenza a taglio corrispondente alla attivazione del meccanismo di rottura per pressoflessione è calcolata assumendo una luce di taglio (distanza della sezione caratterizzata da taglio nullo dalla sezione di estremità del pannello) pari a metà della altezza deformabile.

Tabella I.13 - Struttura benchmark n°4 - Proprietà meccaniche della muratura.

κ	τ_0	f_m	FC
---	[MPa]	[MPa]	---
0.85	0.163	6.2	1

Tabella I.14 - Struttura benchmark n°4 - Resistenza a taglio e meccanismo di rottura dei pannelli.

parete	livello	pannello	h_{eff}	L	t	$N_{E,PP}$	σ	$V_{Rd,FD}$	M_{Rd}	$V_{Rd,PF}$	V_{Rd}	rottura
			[m]	[m]	[m]	[kN]	[MPa]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	---
P1	1	E4	2.050	1.025	0.250	65.625	0.256	59.766	31.999	31.218	31.218	PF
	1	E5	2.050	3.785	0.250	244.291	0.258	331.731	439.672	428.949	331.731	V
	2	E6	2.400	1.025	0.250	28.336	0.111	50.335	14.217	11.848	11.848	PF
	2	E7	2.400	3.785	0.250	107.004	0.113	279.791	198.160	165.133	165.133	PF
P3	1	E14	2.500	1.025	0.250	53.844	0.210	56.956	26.495	21.196	21.196	PF
	1	E15	2.140	1.820	0.250	143.182	0.315	143.082	122.515	114.500	114.500	PF
	1	E16	2.500	1.025	0.250	54.265	0.212	57.058	26.693	21.354	21.354	PF
	2	E17	2.400	1.025	0.250	28.311	0.110	50.329	14.205	11.838	11.838	PF
	2	E18	1.240	1.820	0.250	70.599	0.155	142.232	62.354	100.571	100.571	PF
	2	E19	2.400	1.025	0.250	28.940	0.113	50.502	14.514	12.095	12.095	PF

In Tabella I.15 si riporta il confronto fra il taglio massimo alla base delle pareti, ottenuto come somma delle resistenze a taglio dei pannelli del primo livello, ed il corrispondente valore ottenuto dall'analisi numerica (identificato con pedice "num").

Tabella I.15 - Struttura benchmark n°4 - Definizione del taglio massimo alla base delle pareti.

PARETE P1		PARETE P3	
V_b	$V_{b,num}$	V_b	$V_{b,num}$
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
362.949	362.949	157.050	157.050

Come si può rilevare dai dati sopra sintetizzati e dalla seguente Figura I.10, i risultati dell'analisi numerica mostrano un'ottima corrispondenza con la previsione analitica della risposta delle pareti, in termini di pendenza del ramo elastico e di massimo livello di forza in regime plastico. Nelle figure mediante un punto nero si è identificato sulle curve di capacità il passo di analisi corrispondente al limite del regime elastico (primo danneggiamento nella struttura che, in particolare, si attiva nella parete P3, con conseguente riduzione della pendenza della corrispondente curva di capacità).

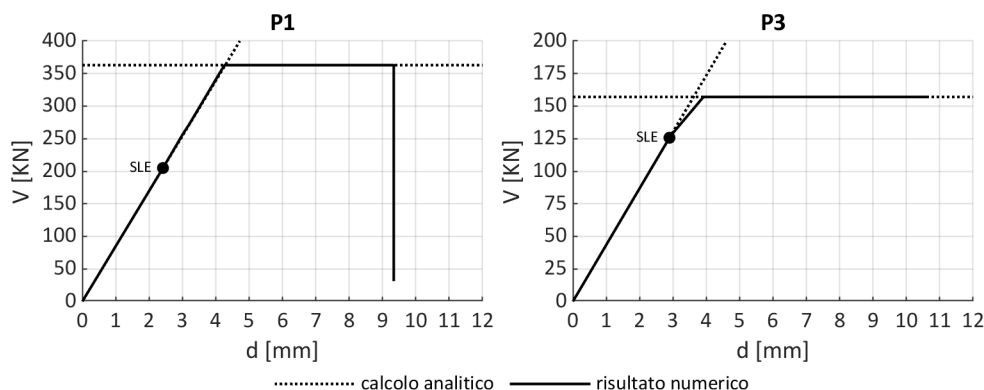


Figura I.10 - Struttura benchmark n°4 - Curve di capacità delle pareti: confronto fra la risposta numerica e la previsione analitica (il punto nero evidenzia il limite elastico della struttura).

In Tabella I.16 si riporta la capacità deformativa di ciascun pannello, determinata in funzione della geometria, del meccanismo di rottura atteso e dei limiti deformativi convenzionali assunti.

Tabella I.16 - Struttura benchmark n°4 - Capacità deformativa corrispondente al meccanismo di rottura “critico” dei pannelli murari delle pareti P1 e P3.

parete	livello	pannello	h_{eff} [m]	L [m]	t [m]	rottura ---	i.d. _{lim} [%]	Δu_{lim} [mm]
P1	1	E4	2.050	1.025	0.250	PF	0.6	12.300
	1	E5	2.050	3.785	0.250	V	0.4	8.200
	2	E6	2.400	1.025	0.250	PF	0.6	14.400
	2	E7	2.400	3.785	0.250	PF	0.6	14.400
P3	1	E14	2.500	1.025	0.250	PF	0.6	15.000
	1	E15	2.140	1.820	0.250	PF	0.6	12.840
	1	E16	2.500	1.025	0.250	PF	0.6	15.000
	2	E17	2.400	1.025	0.250	PF	0.6	14.400
	2	E18	1.240	1.820	0.250	PF	0.6	7.440
	2	E19	2.400	1.025	0.250	PF	0.6	14.400

In Tabella I.17 si riporta, infine, il confronto fra la capacità deformativa delle pareti a ciascun livello ed il corrispondente valore ottenuto dall’analisi numerica. Come si può osservare, la parete P1 al primo piano raggiunge la propria capacità deformativa (corrispondente alla capacità deformativa del pannello E5), mentre il massimo spostamento interpiano della parete P3 al primo piano è inferiore al corrispondente limite. Anche in questo caso, si rileva un’ottima corrispondenza fra il risultato dell’analisi numerica e la previsione analitica.

Tabella I.17 - Struttura benchmark n°4 - Confronto fra la capacità deformativa delle pareti a ciascun livello ottenuta da calcolo analitico e lo spostamento massimo ottenuto dall’analisi.

livello	PARETE P1		PARETE P3	
	Δu_{lim} [mm]	$\Delta u_{num SLV}$ [mm]	Δu_{lim} [mm]	$\Delta u_{num SLV}$ [mm]
1	8.200	8.198	12.840	9.496
2	14.400	1.139	7.440	1.126

1.8 RISULTATI DEI CALCOLI PER LA STRUTTURA BENCHMARK n°5

In Tabella I.18 si riporta, per ciascuna analisi considerata, il confronto fra la distribuzione dei tagli di piano ottenuti dalle analisi al raggiungimento del massimo taglio alla base dell’edificio e quella delle corrispondenti resistenze valutate analiticamente.

Come si può rilevare dai dati evidenziati in grassetto, in tutte le analisi il collasso (per raggiungimento di un livello di forza totale di piano pari alla somma delle resistenze dei corrispondenti pannelli murari) viene raggiunto al piano terra dell’edificio.

Tabella I.18 – Struttura benchmark n°5 - Confronto fra la distribuzione dei tagli totali di piano ottenuta dall’analisi al raggiungimento del massimo taglio alla base e quella delle corrispondenti resistenze valutate analiticamente.

piano [-]	analisi numerica		calcolo analitico	analisi numerica		calcolo analitico
	G1 st X	G2 X		G1 st Y	G2 Y	
	$V_{Sd,x}$ [kN]	$V_{Sd,x}$ [kN]	$V_{Rd,x}$ [kN]	$V_{Sd,y}$ [kN]	$V_{Sd,y}$ [kN]	$V_{Rd,y}$ [kN]
1	8794.0	8794.0	8794.0	7871.7	7871.7	7871.7
2	5459.5	3932.7	5738.3	4886.1	3519.6	5227.6

In Tabella I.19 si riporta il confronto fra i valori di *drift* interpiano (i.d.) e di spostamento relativo (Δu) dell’elemento “critico” di ciascun piano, al raggiungimento del massimo spostamento laterale alla sommità dell’edificio e quello dei corrispondenti limiti valutati analiticamente (Δu_{lim}). Il raggiungimento della capacità deformativa è evidenziato in Tabella in grassetto; tale condizione, per tutte le analisi considerate, interessa il piano di base dell’edificio. Si ricorda che l’elemento

“critico” è individuato come quello, fra tutti i pannelli murari danneggiati al passo di carico considerato (sulla base del confronto fra il taglio agente e la corrispondente resistenza, valutata analiticamente), caratterizzato dal minore valore di limite deformativo.

Tabella I.19 - Struttura benchmark n°5 - Verifica a deformazione dell'elemento critico di ciascun piano.

analisi [-]	piano [-]	elemento [-]	risultato numerico		risultato analitico	
			i.d. [%]	Δu [cm]	i.d. _{lim} [%]	Δu_{lim} [cm]
G1 st X	1	MX118	0.40	1.04	0.40	1.04
	2	MX201	0.05	0.16	0.60	1.98
G2 X	1	MX118	0.40	1.04	0.40	1.04
	2	-	-	-	-	-
G1 st Y	1	MY126	0.40	1.35	0.40	1.36
	2	MY214	0.06	0.12	0.40	0.88
G2 Y	1	MY126	0.40	1.35	0.40	1.36
	2	MY219	0.06	0.10	0.60	1.02

In Tabella I.20 si riporta il confronto fra i valori numerici ed analitici di spostamento (relativo, Δu , ed assoluto, u) a ciascun piano dell'edificio e di rigidezza k_{eq} del sistema ad un grado di libertà equivalente alla struttura al raggiungimento del limite elastico.

Tabella I.20 - Struttura benchmark n°5 - Confronto fra i valori numerici ed analitici di rigidezza del sistema ad un grado di libertà equivalente alla struttura.

analisi [-]	risultato [-]	Δu_1 [cm]	u_1 [cm]	Δu_2 [cm]	u_2 [cm]	k_{eq} [kN/m]
G1 st X	numerico	0.132	0.132	0.088	0.221	2188846
	analitico	0.132	0.132	0.088	0.219	2206427
G2 X	numerico	0.176	0.176	0.085	0.261	2471192
	analitico	0.176	0.176	0.084	0.260	2483669
G1 st Y	numerico	0.148	0.148	0.106	0.253	1911996
	analitico	0.148	0.148	0.106	0.253	1908652
G2 Y	numerico	0.148	0.148	0.076	0.224	2159531
	analitico	0.148	0.148	0.076	0.224	2160938

Per ciascuna analisi considerata si riportano infine le curve di capacità globale (Figura I.11) e di piano (Figura I.12), ed il confronto fra queste ed i corrispondenti valori ottenuti dal calcolo analitico (rappresentati in tratteggio) di rigidezza elastica, taglio massimo e, nel caso delle sole curve di capacità di piano, di massima capacità deformativa. Si può apprezzare la perfetta corrispondenza fra i risultati numerici ed i valori calcolati analiticamente.

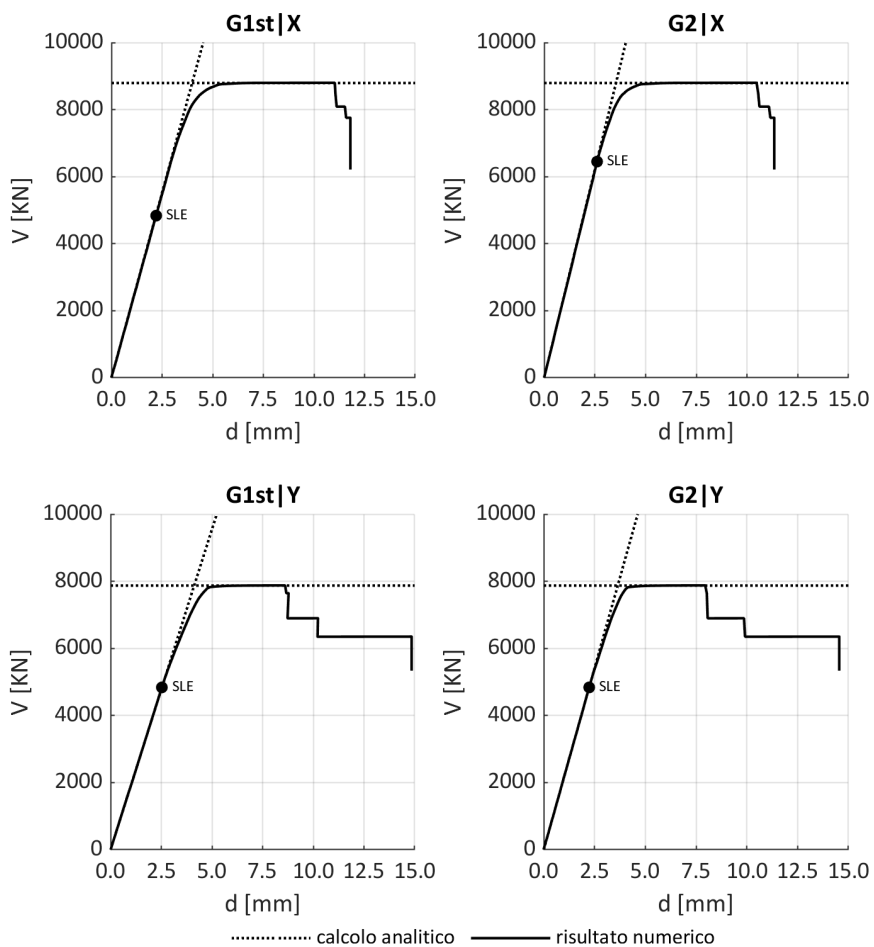


Figura I.11 – Struttura benchmark n°5 – Curve di capacità globale. Confronto fra la risposta numerica e la previsione analitica (il punto nero evidenzia il limite elastico della struttura).

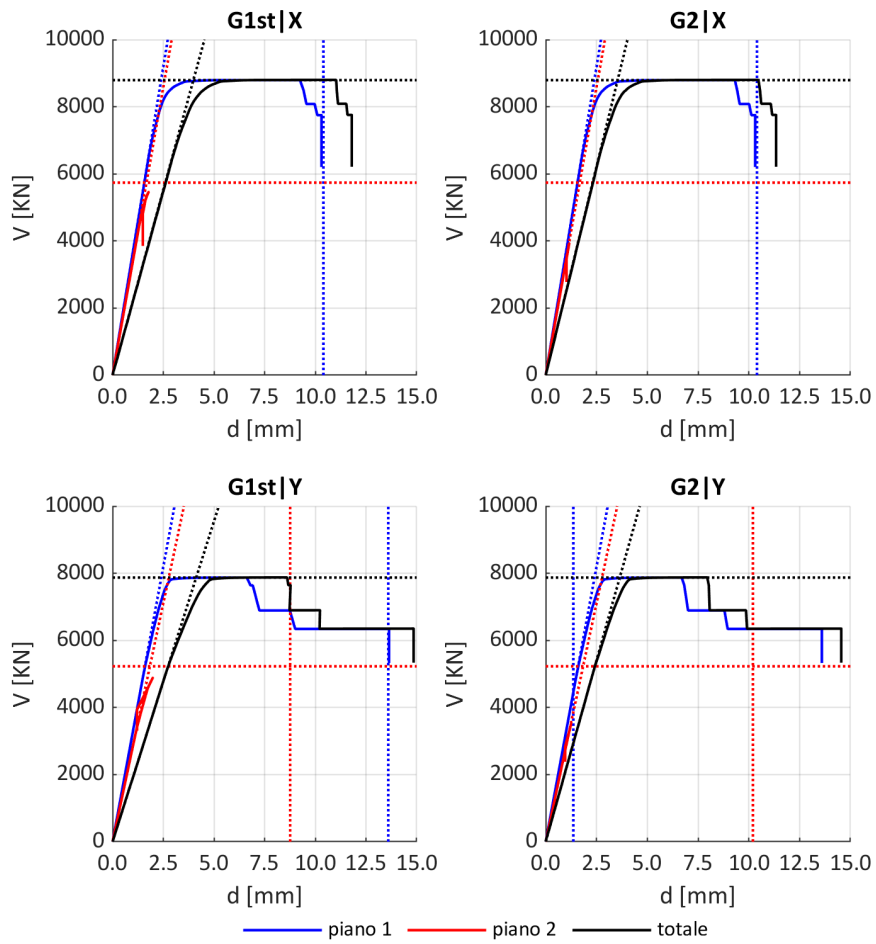


Figura I.12 – Struttura benchmark n°5 – Curve di capacità di piano. Confronto fra la risposta numerica e la previsione analitica.

I.9 TABULATI COMPLETI DELLA STRUTTURA BENCHMARK n°5

Vengono di seguito riportati in dettaglio, con riferimento alla struttura benchmark n°5, i dati necessari per il calcolo analitico e la verifica dei risultati numerici:

- Tabella I.21: proprietà meccaniche dei materiali costituenti i pannelli murari;
- Tabella I.22 e Tabella I.23: dati geometrici dei pannelli murari;
- Tabella I.24 e Tabella I.25: calcolo della rigidezza elastica fessurata dei pannelli murari nella direzione di massimo sviluppo in pianta e l'identificazione del corrispondente contributo alla rigidezza totale di piano in ciascuna delle direzioni principali;
- Tabella I.26 e Tabella I.27: calcolo della resistenza a pressoflessione ed a taglio dei pannelli murari nella direzione di massimo sviluppo in pianta e della corrispondente minima resistenza alle azioni laterali;
- Tabella I.28 e Tabella I.29: definizione del contributo di resistenza a taglio dei pannelli murari nelle due direzioni principali dell'edificio, del meccanismo di collasso critico per ciascun elemento e del corrispondente limite deformativo teorico degli elementi;
- Tabella I.30 e Tabella I.31: distribuzione dei tagli di piano fra i pannelli murari al primo passo di analisi (condizioni elastiche) ed al passo corrispondente al raggiungimento del massimo taglio alla base dell'edificio;
- Tabella I.32 e Tabella I.33: distribuzione dei tagli di piano fra i pannelli murari strutturali al passo di analisi corrispondente al raggiungimento del massimo spostamento laterale della struttura, il confronto con la resistenza calcolata analiticamente ed identificazione del limite deformativo effettivo degli elementi;
- Tabella I.34: distribuzione delle rigidezze elastiche fessurate totali di piano, in ciascuna delle direzioni principali, ottenuta dal calcolo analitico;
- Tabella I.35: confronto fra la distribuzione dei tagli di piano ottenuti dalle analisi al raggiungimento del massimo taglio alla base della struttura e quella delle corrispondenti resistenze valutate analiticamente;
- Tabella I.36: confronto fra il valore di deformazione dell'elemento "critico" di ciascun piano, al raggiungimento del massimo spostamento laterale alla sommità dell'edificio e quello del corrispondente limite valutato analiticamente (l'elemento "critico" è individuato come quello, fra i pannelli murari danneggiati al passo di carico considerato sulla base del confronto fra il taglio agente al passo considerato e la resistenza valutata analiticamente, caratterizzato dal minore valore di limite deformativo);
- Tabella I.37: definizione analitica dei profili dei tagli e delle forze di piano al limite elastico della struttura;
- Tabella I.38: definizione analitica delle distribuzioni di forze, tagli, spostamenti interpiano e spostamenti totali di piano corrispondenti al valore di taglio alla base della struttura al raggiungimento per ciascuna analisi del massimo spostamento laterale alla sommità dell'edificio
- Tabella I.39: il confronto fra i valori numerici ed analitici di spostamento a ciascun piano dell'edificio e di rigidezza del sistema ad un grado di libertà equivalente alla struttura al limite elastico.

Tabella I.21 - Struttura benchmark n°5 - Proprietà meccaniche dei materiali.

		MUR1	MUR1CONS	MUR2
E	[MPa]	1740	2610	2250
G	[MPa]	580	870	750
α_{parz}	[-]	0.5	0.5	0.5
α_v	[-]	1.2	1.2	1.2
κ	[-]	0.850	0.850	0.850
τ_0	[MPa]	0.065	0.098	0.114
fm	[MPa]	3.200	4.800	4.800
FC	[-]	1.2	1.2	1.2

Tabella I.22 - Struttura benchmark n°5 - Proprietà geometriche e materiale costitutivo degli elementi (piano 1).

Nome [-]	L [m]	t [m]	h [m]	α [°]	$h_{R,inf}$ [m]	$h_{R,sup}$ [m]	h_{eff} [m]	materiale [-]
MX101	1.230	0.650	4.300	0	0.585	0.315	3.400	MUR1
MX102	0.960	0.650	4.300	0	1.170	0.630	2.500	MUR1
MX103	0.960	0.650	4.300	0	1.170	0.630	2.500	MUR1
MX104	1.190	0.650	4.300	0	0.585	0.315	3.400	MUR1
MX105	1.140	0.650	4.300	0	0.585	0.315	3.400	MUR1
MX106	0.960	0.650	4.300	0	1.170	0.630	2.500	MUR1
MX107	1.060	0.650	4.300	0	1.170	0.630	2.500	MUR1
MX108	1.180	0.650	4.300	0	0.585	0.315	3.400	MUR1
MX109	1.110	0.650	4.300	0	0.585	0.315	3.400	MUR1
MX110	0.530	0.650	4.300	0	1.170	0.630	2.500	MUR1
MX111	0.500	0.650	4.300	0	1.170	0.630	2.500	MUR1
MX112	2.080	0.650	4.300	0	0.585	1.285	2.430	MUR1
MX113	1.980	0.650	4.300	0	0.585	1.285	2.430	MUR1
MX114	0.603	0.650	4.300	0	1.170	0.630	2.500	MUR1
MX115	0.600	0.650	4.300	0	1.170	0.630	2.500	MUR1
MX116	1.040	0.650	4.300	0	0.585	0.315	3.400	MUR1
MX117	1.360	0.650	4.300	0	0.000	0.850	3.450	MUR1
MX118	7.720	0.650	4.300	0	0.000	1.700	2.600	MUR1
MX119	5.310	0.650	4.300	0	0.000	0.850	3.450	MUR1
MX120	1.370	0.650	4.300	0	0.000	0.850	3.450	MUR1
MX121	6.630	0.650	4.300	0	0.000	1.700	2.600	MUR1
MX122	2.665	0.650	4.300	0	0.000	1.950	2.350	MUR1
MX123	2.895	0.650	4.300	0	0.000	1.100	3.200	MUR1
MX124	4.050	0.650	4.300	0	0.600	0.300	3.400	MUR1
MX125	3.160	0.650	4.300	0	1.200	0.600	2.500	MUR1
MX126	5.440	0.650	4.300	0	0.600	0.300	3.400	MUR1
MX127	1.975	0.650	4.300	0	0.000	0.110	4.190	MUR2
MX128	9.170	0.650	4.300	0	0.600	0.300	3.400	MUR1
MX129	5.050	0.650	4.300	0	0.600	0.300	3.400	MUR1
MX130	3.615	0.700	4.300	0	0.000	0.110	4.190	MUR1
MX131	5.210	0.650	4.300	0	0.600	0.110	3.590	MUR1
MX133	0.760	0.650	4.300	0	0.600	0.110	3.590	MUR1
MX134	4.265	0.700	4.300	0	0.000	0.110	4.190	MUR1
MX135	4.450	0.650	4.300	0	0.000	0.110	4.190	MUR1
MX136	4.450	0.650	4.300	0	0.000	0.110	4.190	MUR1
MY101	8.050	0.650	4.300	90	0.000	0.750	3.550	MUR1
MY102	1.010	0.650	4.300	90	0.000	0.750	3.550	MUR1
MY103	7.065	0.700	4.300	90	0.000	0.110	4.190	MUR1CONS
MY104	0.775	0.650	4.300	90	1.000	0.300	3.000	MUR1
MY105	1.640	0.650	4.300	90	2.000	0.600	1.700	MUR1
MY106	1.880	0.650	4.300	90	2.000	0.600	1.700	MUR1
MY107	1.560	0.650	4.300	90	2.000	0.600	1.700	MUR1
MY108	1.640	0.650	4.300	90	2.000	0.600	1.700	MUR1
MY109	1.095	0.650	4.300	90	1.000	0.300	3.000	MUR1
MY110	6.495	0.650	4.300	90	0.000	0.110	4.190	MUR1CONS
MY111	1.815	0.650	4.300	90	0.000	0.110	4.190	MUR2

MY112	2.025	0.650	4.300	90	0.000	0.110	4.190	MUR2
MY113	0.495	0.700	4.300	90	0.000	1.050	3.250	MUR1
MY114	2.280	0.700	4.300	90	0.000	2.100	2.200	MUR1
MY115	2.180	0.700	4.300	90	0.000	2.100	2.200	MUR1
MY116	0.470	0.700	4.300	90	0.000	1.050	3.250	MUR1
MY117	6.495	0.650	4.300	90	0.000	0.110	4.190	MUR1CONS
MY118	1.025	0.650	4.300	90	1.000	0.300	3.000	MUR1
MY119	0.960	0.650	4.300	90	2.000	0.600	1.700	MUR1
MY120	0.960	0.650	4.300	90	2.000	0.600	1.700	MUR1
MY121	0.960	0.650	4.300	90	2.000	0.600	1.700	MUR1
MY122	0.820	0.650	4.300	90	1.000	0.300	3.000	MUR1
MY123	1.030	0.700	4.300	90	0.000	0.750	3.550	MUR1
MY124	2.535	0.700	4.300	90	0.000	0.750	3.550	MUR1
MY125	7.065	0.700	4.300	90	0.000	0.110	4.190	MUR1CONS
MY126	8.050	0.650	4.300	90	0.600	0.300	3.400	MUR1
MY127	1.010	0.650	4.300	90	0.600	0.300	3.400	MUR1
P101	0.650	0.650	4.300	0	0.000	0.110	4.190	MUR2
P102	0.650	0.650	4.300	0	0.000	0.110	4.190	MUR2
P103	0.700	0.650	4.300	90	0.000	0.110	4.190	MUR2
P104	0.700	0.650	4.300	90	0.000	0.110	4.190	MUR2

Tabella I.23 - Struttura benchmark n°5 - Proprietà geometriche e materiale costitutivo degli elementi (piano 2).

Nome [-]	L [m]	t [m]	h [m]	α [°]	$h_{R,inf}$ [m]	$h_{R,sup}$ [m]	h_{eff} [m]	materiale [-]
MX201	1.110	0.650	4.400	0	0.600	0.500	3.300	MUR1
MX202	0.460	0.650	4.400	0	1.200	1.000	2.200	MUR1
MX203	0.460	0.650	4.400	0	1.200	1.000	2.200	MUR1
MX204	1.110	0.650	4.400	0	0.600	0.500	3.300	MUR1
MX205	1.070	0.650	4.400	0	0.600	0.500	3.300	MUR1
MX206	0.460	0.650	4.400	0	1.200	1.000	2.200	MUR1
MX207	0.560	0.650	4.400	0	1.200	1.000	2.200	MUR1
MX208	1.050	0.650	4.400	0	0.600	0.500	3.300	MUR1
MX209	1.110	0.650	4.400	0	0.600	0.500	3.300	MUR1
MX210	0.320	0.650	4.400	0	1.200	1.000	2.200	MUR1
MX211	0.310	0.650	4.400	0	1.200	1.000	2.200	MUR1
MX212	2.080	0.650	4.400	0	0.725	0.500	3.175	MUR1
MX213	1.980	0.650	4.400	0	0.725	0.500	3.175	MUR1
MX214	0.400	0.650	4.400	0	1.200	1.000	2.200	MUR1
MX215	0.400	0.650	4.400	0	1.200	1.000	2.200	MUR1
MX216	1.040	0.650	4.400	0	0.600	0.500	3.300	MUR1
MX217	1.360	0.530	4.400	0	0.110	0.850	3.440	MUR1
MX218	7.720	0.530	4.400	0	0.110	1.700	2.590	MUR1
MX219	6.880	0.530	4.400	0	0.110	1.700	2.590	MUR1
MX220	2.940	0.530	4.400	0	0.110	1.700	2.590	MUR1
MX221	6.630	0.530	4.400	0	0.110	1.700	2.590	MUR1
MX222	6.390	0.530	4.400	0	0.110	0.850	3.440	MUR1
MX224	4.050	0.650	4.400	0	0.575	0.525	3.300	MUR1
MX225	3.160	0.650	4.400	0	1.150	1.050	2.200	MUR1
MX226	5.440	0.650	4.400	0	0.575	0.525	3.300	MUR1
MX228	9.170	0.650	4.400	0	0.575	0.525	3.300	MUR1
MX229	5.050	0.650	4.400	0	0.575	0.525	3.300	MUR1
MX230	3.615	0.500	4.400	0	0.110	0.070	4.220	MUR1
MX231	3.940	0.500	4.400	0	0.110	0.070	4.220	MUR1
MX232	1.270	0.650	4.400	0	0.110	0.525	3.765	MUR1
MX233	0.760	0.650	4.400	0	0.110	0.525	3.765	MUR1
MX234	4.265	0.500	4.400	0	0.110	0.070	4.220	MUR1
MX235	4.450	0.650	4.400	0	0.110	0.525	3.765	MUR1
MX236	4.450	0.650	4.400	0	0.110	0.525	3.765	MUR1
MY201	8.050	0.650	4.400	90	0.575	0.525	3.300	MUR1
MY202	1.010	0.650	4.400	90	0.575	0.525	3.300	MUR1
MY203	7.065	0.530	4.400	90	0.110	0.070	4.220	MUR1CONS

MY204	0.775	0.650	4.400	90	0.275	0.650	3.475	MUR1
MY205	1.640	0.650	4.400	90	1.150	1.300	1.950	MUR1
MY206	1.880	0.650	4.400	90	1.150	1.300	1.950	MUR1
MY207	1.560	0.650	4.400	90	1.150	1.300	1.950	MUR1
MY208	1.640	0.650	4.400	90	1.150	1.300	1.950	MUR1
MY209	1.095	0.650	4.400	90	0.275	0.650	3.475	MUR1
MY210	6.495	0.600	4.400	90	0.110	0.070	4.220	MUR1CONS
MY213	0.495	0.500	4.400	90	0.110	1.050	3.240	MUR1
MY214	2.280	0.500	4.400	90	0.110	2.100	2.190	MUR1
MY215	2.180	0.500	4.400	90	0.110	2.100	2.190	MUR1
MY216	0.470	0.500	4.400	90	0.110	1.050	3.240	MUR1
MY217	6.495	0.600	4.400	90	0.110	0.070	4.220	MUR1CONS
MY218	1.025	0.650	4.400	90	0.625	0.725	3.050	MUR1
MY219	0.960	0.650	4.400	90	1.250	1.450	1.700	MUR1
MY220	0.960	0.650	4.400	90	1.250	1.450	1.700	MUR1
MY221	0.960	0.650	4.400	90	1.250	1.450	1.700	MUR1
MY222	0.820	0.650	4.400	90	0.625	0.725	3.050	MUR1
MY223	1.030	0.700	4.400	90	0.625	0.725	3.050	MUR1
MY224	2.535	0.700	4.400	90	0.625	0.725	3.050	MUR1
MY225	7.065	0.530	4.400	90	0.110	0.070	4.220	MUR1CONS
MY226	8.050	0.650	4.400	90	0.575	0.525	3.300	MUR1
MY227	1.010	0.650	4.400	90	0.575	0.525	3.300	MUR1
P201	0.650	0.650	4.400	0	0.110	0.070	4.220	MUR2
P202	0.650	0.650	4.400	0	0.110	0.070	4.220	MUR2
P203	0.700	0.650	4.400	90	0.110	0.070	4.220	MUR2
P204	0.700	0.650	4.400	90	0.110	0.070	4.220	MUR2

Tabella I.24 - Struttura benchmark n°5 - Contributo degli elementi strutturali alla rigidezza elastica fessurata di piano nelle due direzioni principali dell'edificio (piano 1).

Nome [-]	J_x [m ⁴]	A_x [m ²]	$A_{v,x}$ [m ²]	k_x [kN/m]	J_y [m ⁴]	A_y [m ²]	$A_{v,y}$ [m ²]	k_y [kN/m]
MX101	0.101	0.800	0.666	18199	0	0	0	0
MX102	0.048	0.624	0.520	20917	0	0	0	0
MX103	0.048	0.624	0.520	20917	0	0	0	0
MX104	0.091	0.774	0.645	16826	0	0	0	0
MX105	0.080	0.741	0.618	15175	0	0	0	0
MX106	0.048	0.624	0.520	20917	0	0	0	0
MX107	0.065	0.689	0.574	26169	0	0	0	0
MX108	0.089	0.767	0.639	16490	0	0	0	0
MX109	0.074	0.722	0.601	14221	0	0	0	0
MX110	0.008	0.345	0.287	4638	0	0	0	0
MX111	0.007	0.325	0.271	3955	0	0	0	0
MX112	0.487	1.352	1.127	97495	0	0	0	0
MX113	0.420	1.287	1.073	90239	0	0	0	0
MX114	0.012	0.392	0.327	6561	0	0	0	0
MX115	0.012	0.390	0.325	6475	0	0	0	0
MX116	0.061	0.676	0.563	12107	0	0	0	0
MX117	0.136	0.884	0.737	22214	0	0	0	0
MX118	24.922	5.018	4.182	452170	0	0	0	0
MX119	8.110	3.452	2.876	216397	0	0	0	0
MX120	0.139	0.891	0.742	22588	0	0	0	0
MX121	15.786	4.310	3.591	384152	0	0	0	0
MX122	1.025	1.732	1.444	146497	0	0	0	0
MX123	1.314	1.882	1.568	106101	0	0	0	0
MX124	3.598	2.633	2.194	156480	0	0	0	0
MX125	1.709	2.054	1.712	169145	0	0	0	0
MX126	8.720	3.536	2.947	226731	0	0	0	0
MX127	0.417	1.284	1.070	42549	0	0	0	0
MX128	41.768	5.961	4.967	408080	0	0	0	0
MX129	6.976	3.283	2.735	207223	0	0	0	0
MX130	2.756	2.531	2.109	106288	0	0	0	0

MX131	7.660	3.387	2.822	201405	0	0	0	0
MX133	0.024	0.494	0.412	4620	0	0	0	0
MX134	4.526	2.986	2.488	135790	0	0	0	0
MX135	4.773	2.893	2.410	133864	0	0	0	0
MX136	4.773	2.893	2.410	133864	0	0	0	0
MY101	0	0	0	0	28.257	5.233	4.360	337947
MY102	0	0	0	0	0.056	0.657	0.547	10084
MY103	0	0	0	0	20.571	4.946	4.121	389780
MY104	0	0	0	0	0.025	0.504	0.420	7861
MY105	0	0	0	0	0.239	1.066	0.888	116706
MY106	0	0	0	0	0.360	1.222	1.018	141562
MY107	0	0	0	0	0.206	1.014	0.845	108392
MY108	0	0	0	0	0.239	1.066	0.888	116706
MY109	0	0	0	0	0.071	0.712	0.593	18585
MY110	0	0	0	0	14.841	4.222	3.518	327399
MY111	0	0	0	0	0.324	1.180	0.983	35474
MY112	0	0	0	0	0.450	1.316	1.097	44841
MY113	0	0	0	0	0.007	0.347	0.289	1986
MY114	0	0	0	0	0.691	1.596	1.330	139293
MY115	0	0	0	0	0.604	1.526	1.272	130664
MY116	0	0	0	0	0.006	0.329	0.274	1713
MY117	0	0	0	0	14.841	4.222	3.518	327399
MY118	0	0	0	0	0.058	0.666	0.555	15881
MY119	0	0	0	0	0.048	0.624	0.520	47409
MY120	0	0	0	0	0.048	0.624	0.520	47409
MY121	0	0	0	0	0.048	0.624	0.520	47409
MY122	0	0	0	0	0.030	0.533	0.444	9100
MY123	0	0	0	0	0.064	0.721	0.601	11415
MY124	0	0	0	0	0.950	1.775	1.479	78200
MY125	0	0	0	0	20.571	4.946	4.121	389780
MY126	0	0	0	0	28.257	5.233	4.360	354359
MY127	0	0	0	0	0.056	0.657	0.547	11250
P101	0.015	0.423	0.352	2512	0	0	0	0
P102	0.015	0.423	0.352	2512	0	0	0	0
P103	0	0	0	0	0.019	0.455	0.379	3098
P104	0	0	0	0	0.019	0.455	0.379	3098

Tabella I.25 - Struttura benchmark n°5 - Contributo degli elementi strutturali alla rigidezza elastica fessurata di piano nelle due direzioni principali dell'edificio (piano 2).

Nome [-]	J_x [m ⁴]	A_x [m ²]	$A_{v,x}$ [m ²]	k_x [kN/m]	J_y [m ⁴]	A_y [m ²]	$A_{v,y}$ [m ²]	k_y [kN/m]
MX201	0.074	0.722	0.601	15292	0	0	0	0
MX202	0.005	0.299	0.249	4466	0	0	0	0
MX203	0.005	0.299	0.249	4466	0	0	0	0
MX204	0.074	0.722	0.601	15292	0	0	0	0
MX205	0.066	0.696	0.580	13984	0	0	0	0
MX206	0.005	0.299	0.249	4466	0	0	0	0
MX207	0.010	0.364	0.303	7563	0	0	0	0
MX208	0.063	0.683	0.569	13350	0	0	0	0
MX209	0.074	0.722	0.601	15292	0	0	0	0
MX210	0.002	0.208	0.173	1617	0	0	0	0
MX211	0.002	0.202	0.168	1477	0	0	0	0
MX212	0.487	1.352	1.127	62473	0	0	0	0
MX213	0.420	1.287	1.073	57145	0	0	0	0
MX214	0.003	0.260	0.217	3037	0	0	0	0
MX215	0.003	0.260	0.217	3037	0	0	0	0
MX216	0.061	0.676	0.563	13039	0	0	0	0
MX217	0.111	0.721	0.601	18233	0	0	0	0
MX218	20.321	4.092	3.410	370203	0	0	0	0
MX219	14.383	3.646	3.039	327350	0	0	0	0
MX220	1.122	1.558	1.299	119607	0	0	0	0

MX221	12.872	3.514	2.928	314540	0	0	0	0
MX222	11.524	3.387	2.822	220196	0	0	0	0
MX224	3.598	2.633	2.194	162766	0	0	0	0
MX225	1.709	2.054	1.712	198855	0	0	0	0
MX226	8.720	3.536	2.947	234935	0	0	0	0
MX228	41.768	5.961	4.967	421344	0	0	0	0
MX229	6.976	3.283	2.735	214895	0	0	0	0
MX230	1.968	1.808	1.506	75087	0	0	0	0
MX231	2.548	1.970	1.642	85553	0	0	0	0
MX232	0.111	0.826	0.688	15397	0	0	0	0
MX233	0.024	0.494	0.412	4056	0	0	0	0
MX234	3.233	2.133	1.777	96012	0	0	0	0
MX235	4.773	2.893	2.410	154869	0	0	0	0
MX236	4.773	2.893	2.410	154869	0	0	0	0
MY201	0	0	0	0	28.257	5.233	4.360	366099
MY202	0	0	0	0	0.056	0.657	0.547	12124
MY203	0	0	0	0	15.575	3.744	3.120	292647
MY204	0	0	0	0	0.025	0.504	0.420	5320
MY205	0	0	0	0	0.239	1.066	0.888	94859
MY206	0	0	0	0	0.360	1.222	1.018	116599
MY207	0	0	0	0	0.206	1.014	0.845	87632
MY208	0	0	0	0	0.239	1.066	0.888	94859
MY209	0	0	0	0	0.071	0.712	0.593	13034
MY210	0	0	0	0	13.700	3.897	3.248	299620
MY213	0	0	0	0	0.005	0.248	0.206	1431
MY214	0	0	0	0	0.494	1.140	0.950	100136
MY215	0	0	0	0	0.432	1.090	0.908	93946
MY216	0	0	0	0	0.004	0.235	0.196	1234
MY217	0	0	0	0	13.700	3.897	3.248	299620
MY218	0	0	0	0	0.058	0.666	0.555	15259
MY219	0	0	0	0	0.048	0.624	0.520	47409
MY220	0	0	0	0	0.048	0.624	0.520	47409
MY221	0	0	0	0	0.048	0.624	0.520	47409
MY222	0	0	0	0	0.030	0.533	0.444	8720
MY223	0	0	0	0	0.064	0.721	0.601	16628
MY224	0	0	0	0	0.950	1.775	1.479	100279
MY225	0	0	0	0	15.575	3.744	3.120	292647
MY226	0	0	0	0	28.257	5.233	4.360	366099
MY227	0	0	0	0	0.056	0.657	0.547	12124
P201	0.015	0.423	0.352	2462	0	0	0	0
P202	0.015	0.423	0.352	2462	0	0	0	0
P203	0	0	0	0	0.019	0.455	0.379	3037
P204	0	0	0	0	0.019	0.455	0.379	3037

Tabella I.26 - Struttura benchmark n°5 - Resistenza degli elementi strutturali nella direzione di massimo sviluppo in pianta (piano 1).

Nome [-]	λ [-]	β [-]	N_{sd} [kN]	σ [MPa]	$V_{Rd FD}$ [kN]	M_{Rd} [kNm]	$V_{Rd PF}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
MX101	2.764	1.500	187.56	0.235	85.38	103.41	60.83	60.83
MX102	2.604	1.500	207.94	0.333	76.34	85.14	68.11	68.11
MX103	2.604	1.500	203.79	0.327	75.73	83.73	66.98	66.98
MX104	2.857	1.500	152.64	0.197	77.58	82.91	48.77	48.77
MX105	2.982	1.500	146.89	0.198	74.44	76.40	44.94	44.94
MX106	2.604	1.500	202.76	0.325	75.57	83.37	66.70	66.70
MX107	2.358	1.500	222.70	0.323	83.27	101.20	80.96	80.96
MX108	2.881	1.500	167.65	0.219	79.81	89.38	52.57	52.57
MX109	3.063	1.500	142.38	0.197	72.37	72.14	42.44	42.44
MX110	4.717	1.500	141.64	0.411	45.94	30.73	24.58	24.58
MX111	5.000	1.500	139.72	0.430	44.16	28.30	22.64	22.64
MX112	1.168	1.168	439.58	0.325	210.29	391.59	322.29	210.29
MX113	1.227	1.227	419.44	0.326	190.73	355.54	292.63	190.73

MX114	4.146	1.500	159.54	0.407	52.05	39.46	31.57	31.57
MX115	4.167	1.500	155.13	0.398	51.29	38.37	30.70	30.70
MX116	3.269	1.500	134.00	0.198	67.91	63.59	37.40	37.40
MX117	2.537	1.500	204.48	0.231	93.92	124.86	72.38	72.38
MX118	0.337	1.000	1283.38	0.256	830.35	4394.89	3380.68	830.35
MX119	0.650	1.000	803.10	0.233	551.24	1913.35	1109.19	551.24
MX120	2.518	1.500	207.20	0.233	94.81	127.36	73.83	73.83
MX121	0.392	1.000	1108.68	0.257	714.71	3258.13	2506.26	714.71
MX122	0.882	1.000	542.24	0.313	310.04	622.75	530	310.04
MX123	1.105	1.105	433.76	0.231	270.95	564.02	352.51	270.95
MX124	0.840	1.000	603.21	0.229	418.06	1098.02	645.89	418.06
MX125	0.791	1.000	499.99	0.243	333.61	705.15	564.12	333.61
MX126	0.625	1.000	687.08	0.194	529.09	1708.65	1005.09	529.09
MX127	2.122	1.500	260.92	0.203	189.97	242.26	115.64	115.64
MX128	0.371	1.000	1354.39	0.227	943.64	5587.35	3286.68	943.64
MX129	0.673	1.000	711.78	0.217	510.85	1625.31	956.07	510.85
MX130	1.159	1.159	347.61	0.137	290.97	590.23	281.73	281.73
MX131	0.689	1.000	634.37	0.187	500.26	1515.96	844.55	500.26
MX133	4.724	1.500	108.45	0.220	51.48	37.22	20.74	20.74
MX134	0.982	1.000	388.71	0.130	391.32	781.31	372.94	372.94
MX135	0.942	1.000	494.99	0.171	414.20	1018.20	486.02	414.20
MX136	0.942	1.000	530.88	0.184	424.26	1085.56	518.17	424.26
MY101	0.441	1.000	1175.58	0.225	824.94	4262.71	2401.53	824.94
MY102	3.515	1.500	144.20	0.220	68.43	65.76	37.05	37.05
MY103	0.593	1.000	1181.05	0.239	1036.89	3879.02	1851.56	1036.89
MY104	3.871	1.500	110.91	0.220	52.56	38.80	25.87	25.87
MY105	1.037	1.037	360.63	0.338	189.87	251.58	295.98	189.87
MY106	0.904	1.000	345.32	0.283	210.10	284.13	334.27	210.10
MY107	1.090	1.090	292.10	0.288	161.19	198.88	233.98	161.19
MY108	1.037	1.037	341.83	0.321	185.84	240.65	283.11	185.84
MY109	2.740	1.500	170.05	0.239	76.53	83.29	55.53	55.53
MY110	0.645	1.000	1197.14	0.284	938.45	3563.47	1700.94	938.45
MY111	2.309	1.500	245.11	0.208	175.71	208.84	99.69	99.69
MY112	2.069	1.500	273.19	0.208	195.98	259.72	123.97	123.97
MY113	6.566	1.500	71.71	0.207	35.35	16.13	9.92	9.92
MY114	0.965	1.000	481.64	0.302	281.55	475.97	432.70	281.55
MY115	1.009	1.009	470.97	0.309	269.13	443.46	403.14	269.13
MY116	6.915	1.500	77.85	0.237	35.25	16.38	10.08	10.08
MY117	0.645	1.000	1199.67	0.284	939.15	3570.32	1704.21	939.15
MY118	2.927	1.500	149.48	0.224	69.99	69.03	46.02	46.02
MY119	1.771	1.500	217.61	0.349	77.76	88.38	103.98	77.76
MY120	1.771	1.500	209.62	0.336	76.59	85.71	100.83	76.59
MY121	1.771	1.500	223.14	0.358	78.55	90.21	106.13	78.55
MY122	3.659	1.500	136.57	0.256	58.84	49.66	33.11	33.11
MY123	3.447	1.500	156.91	0.218	74.90	73.05	41.15	41.15
MY124	1.400	1.400	393.99	0.222	198.91	450.47	253.78	198.91
MY125	0.593	1.000	1186.57	0.240	1038.49	3895.77	1859.56	1038.49
MY126	0.422	1.000	1141.03	0.218	815.99	4150.81	2441.65	815.99
MY127	3.366	1.500	142.54	0.217	68.14	65.09	38.29	38.29
P101	6.446	1.500	85.93	0.203	62.53	26.26	12.53	12.53
P102	6.446	1.500	87.85	0.208	62.94	26.81	12.79	12.79
P103	5.986	1.500	80.94	0.178	64.81	26.85	12.81	12.81
P104	5.986	1.500	94.51	0.208	67.76	31.06	14.82	14.82

Tabella I.27 - Struttura benchmark n°5 - Resistenza degli elementi strutturali nella direzione di massimo sviluppo in pianta (piano 2).

Nome [-]	λ [-]	β [-]	N_{sd} [kN]	σ [MPa]	$V_{Rd FD}$ [kN]	M_{Rd} [kNm]	$V_{Rd PF}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
MX201	2.973	1.500	72.11	0.100	58.36	38.26	23.19	23.19
MX202	4.783	1.500	92.40	0.309	35.50	18.35	16.69	16.69
MX203	4.783	1.500	91.43	0.306	35.35	18.19	16.54	16.54
MX204	2.973	1.500	80.00	0.111	60.10	42.23	25.59	25.59
MX205	3.084	1.500	77.90	0.112	58.10	39.62	24.01	24.01
MX206	4.783	1.500	90.68	0.303	35.23	18.07	16.42	16.42
MX207	3.929	1.500	100.49	0.276	41.35	24.71	22.46	22.46
MX208	3.143	1.500	73.52	0.108	56.38	36.76	22.28	22.28
MX209	2.973	1.500	80.00	0.111	60.10	42.23	25.59	25.59
MX210	6.875	1.500	66.91	0.322	25.09	9.19	8.35	8.35
MX211	7.097	1.500	66.09	0.328	24.50	8.76	7.97	7.97
MX212	1.526	1.500	156.36	0.116	114.00	154.32	97.21	97.21
MX213	1.604	1.500	150.14	0.117	108.80	140.99	88.81	88.81
MX214	5.500	1.500	75.73	0.291	30.16	13.20	12.00	12.00
MX215	5.500	1.500	74.35	0.286	29.94	12.99	11.81	11.81
MX216	3.173	1.500	75.71	0.112	56.47	37.42	22.68	22.68
MX217	2.529	1.500	68.97	0.096	57.62	44.92	26.12	26.12
MX218	0.335	1.000	588.57	0.144	553.34	2127.70	1643.01	553.34
MX219	0.376	1.000	499.18	0.137	485.46	1613.47	1245.92	485.46
MX220	0.881	1.000	216.73	0.139	208.49	299.04	230.92	208.49
MX221	0.391	1.000	510.03	0.145	476.58	1582.48	1221.99	476.58
MX222	0.538	1.000	360.99	0.107	418.39	1099.13	639.03	418.39
MX224	0.815	1.000	249.90	0.095	314.96	484.85	293.85	293.85
MX225	0.696	1.000	225.80	0.110	256.00	339.46	308.60	256.00
MX226	0.607	1.000	351.94	0.100	428.55	915.24	554.69	428.55
MX228	0.360	1.000	614.41	0.103	729.45	2688.96	1629.67	729.45
MX229	0.653	1.000	295.46	0.090	387.21	716.41	434.19	387.21
MX230	1.167	1.167	113.41	0.063	167.48	199.31	94.46	94.46
MX231	1.071	1.071	198.76	0.101	223.75	374.13	177.31	177.31
MX232	2.965	1.500	93.10	0.113	69.10	56.18	29.84	29.84
MX233	4.954	1.500	39.96	0.081	37.80	14.64	7.78	7.78
MX234	0.989	1.000	131.14	0.061	229.66	272.07	128.94	128.94
MX235	0.846	1.000	230.75	0.080	330.85	495.35	263.13	263.13
MX236	0.846	1.000	253.81	0.088	338.94	542.87	288.37	288.37
MY201	0.410	1.000	518.84	0.099	633.50	1996.98	1210.29	633.50
MY202	3.267	1.500	62.26	0.095	52.35	30.13	18.26	18.26
MY203	0.597	1.000	489.14	0.131	656.87	1661.50	787.44	656.87
MY204	4.484	1.500	47.63	0.095	40.14	17.69	10.18	10.18
MY205	1.189	1.189	144.93	0.136	119.10	111.71	114.58	114.58
MY206	1.037	1.037	154.48	0.126	153.03	137.11	140.63	140.63
MY207	1.250	1.250	130.24	0.128	105.88	95.83	98.29	98.29
MY208	1.189	1.189	142.09	0.133	118.37	109.66	112.47	112.47
MY209	3.174	1.500	61.57	0.087	55.40	32.42	18.66	18.66
MY210	0.650	1.000	502.62	0.129	681.39	1570.34	744.24	681.39
MY213	6.545	1.500	32.59	0.132	21.70	7.60	4.69	4.69
MY214	0.961	1.000	219.72	0.193	170.09	229.18	209.30	170.09
MY215	1.005	1.005	208.84	0.192	161.55	208.39	190.31	161.55
MY216	6.894	1.500	23.98	0.102	19.12	5.38	3.32	3.32
MY217	0.650	1.000	507.56	0.130	683.11	1585.16	751.26	683.11
MY218	2.976	1.500	92.77	0.139	59.45	44.62	29.26	29.26
MY219	1.771	1.500	107.14	0.172	59.64	47.53	55.92	55.92
MY220	1.771	1.500	99.12	0.159	58.10	44.24	52.05	52.05
MY221	1.771	1.500	105.18	0.169	59.27	46.73	54.98	54.98
MY222	3.720	1.500	57.74	0.108	44.10	22.54	14.78	14.78
MY223	2.961	1.500	80.41	0.112	60.16	39.37	25.82	25.82
MY224	1.203	1.203	177.11	0.100	178.89	214.60	140.72	140.72

MY225	0.597	1.000	494.11	0.132	658.60	1677.70	795.12	658.60
MY226	0.410	1.000	563.04	0.108	648.16	2158.65	1308.27	648.16
MY227	3.267	1.500	58.96	0.090	51.60	28.60	17.33	17.33
P201	6.492	1.500	125.74	0.298	70.54	37.29	17.67	17.67
P202	6.492	1.500	193.51	0.458	82.40	54.42	25.79	25.79
P203	6.029	1.500	36.85	0.081	54.13	12.59	5.97	5.97
P204	6.029	1.500	106.18	0.233	70.20	34.61	16.40	16.40

Tabella I.28 - Struttura benchmark n°5 - Contributo di resistenza a taglio degli elementi strutturali nelle due direzioni principali dell'edificio, meccanismo di collasso critico per ciascun elemento e corrispondente limite deformativo (piano 1).

Nome [-]	V _{Rd,x} [kN]	V _{Rd,y} [kN]	rottura [-]	i.d. _{lim} [%]	Δu _{lim} [cm]
MX101	60.83	0.00	PF	0.6	2.040
MX102	68.11	0.00	PF	0.6	1.500
MX103	66.98	0.00	PF	0.6	1.500
MX104	48.77	0.00	PF	0.6	2.040
MX105	44.94	0.00	PF	0.6	2.040
MX106	66.70	0.00	PF	0.6	1.500
MX107	80.96	0.00	PF	0.6	1.500
MX108	52.57	0.00	PF	0.6	2.040
MX109	42.44	0.00	PF	0.6	2.040
MX110	24.58	0.00	PF	0.6	1.500
MX111	22.64	0.00	PF	0.6	1.500
MX112	210.29	0.00	FD	0.4	0.972
MX113	190.73	0.00	FD	0.4	0.972
MX114	31.57	0.00	PF	0.6	1.500
MX115	30.70	0.00	PF	0.6	1.500
MX116	37.40	0.00	PF	0.6	2.040
MX117	72.38	0.00	PF	0.6	2.070
MX118	830.35	0.00	FD	0.4	1.040
MX119	551.24	0.00	FD	0.4	1.380
MX120	73.83	0.00	PF	0.6	2.070
MX121	714.71	0.00	FD	0.4	1.040
MX122	310.04	0.00	FD	0.4	0.940
MX123	270.95	0.00	FD	0.4	1.280
MX124	418.06	0.00	FD	0.4	1.360
MX125	333.61	0.00	FD	0.4	1.000
MX126	529.09	0.00	FD	0.4	1.360
MX127	115.64	0.00	PF	0.6	2.514
MX128	943.64	0.00	FD	0.4	1.360
MX129	510.85	0.00	FD	0.4	1.360
MX130	281.73	0.00	PF	0.6	2.514
MX131	500.26	0.00	FD	0.4	1.436
MX133	20.74	0.00	PF	0.6	2.154
MX134	372.94	0.00	PF	0.6	2.514
MX135	414.20	0.00	FD	0.4	1.676
MX136	424.26	0.00	FD	0.4	1.676
MY101	0.00	824.94	FD	0.4	1.420
MY102	0.00	37.05	PF	0.6	2.130
MY103	0.00	1036.89	FD	0.4	1.676
MY104	0.00	25.87	PF	0.6	1.800
MY105	0.00	189.87	FD	0.4	0.680
MY106	0.00	210.10	FD	0.4	0.680
MY107	0.00	161.19	FD	0.4	0.680
MY108	0.00	185.84	FD	0.4	0.680
MY109	0.00	55.53	PF	0.6	1.800
MY110	0.00	938.45	FD	0.4	1.676
MY111	0.00	99.69	PF	0.6	2.514
MY112	0.00	123.97	PF	0.6	2.514
MY113	0.00	9.92	PF	0.6	1.950

MY114	0.00	281.55	FD	0.4	0.880
MY115	0.00	269.13	FD	0.4	0.880
MY116	0.00	10.08	PF	0.6	1.950
MY117	0.00	939.15	FD	0.4	1.676
MY118	0.00	46.02	PF	0.6	1.800
MY119	0.00	77.76	FD	0.4	0.680
MY120	0.00	76.59	FD	0.4	0.680
MY121	0.00	78.55	FD	0.4	0.680
MY122	0.00	33.11	PF	0.6	1.800
MY123	0.00	41.15	PF	0.6	2.130
MY124	0.00	198.91	FD	0.4	1.420
MY125	0.00	1038.49	FD	0.4	1.676
MY126	0.00	815.99	FD	0.4	1.360
MY127	0.00	38.29	PF	0.6	2.040
P101	12.53	0.00	PF	0.6	2.514
P102	12.79	0.00	PF	0.6	2.514
P103	0.00	12.81	PF	0.6	2.514
P104	0.00	14.82	PF	0.6	2.514

Tabella I.29 - Struttura benchmark n°5 - Contributo di resistenza a taglio degli elementi strutturali nelle due direzioni principali dell'edificio, meccanismo di collasso critico per ciascun elemento e corrispondente limite deformativo (piano 2).

Nome [-]	V _{Rd,x} [kN]	V _{Rd,y} [kN]	rottura [-]	i.d. _{lim} [%]	Δu _{lim} [cm]
MX201	23.19	0.00	PF	0.6	1.980
MX202	16.69	0.00	PF	0.6	1.320
MX203	16.54	0.00	PF	0.6	1.320
MX204	25.59	0.00	PF	0.6	1.980
MX205	24.01	0.00	PF	0.6	1.980
MX206	16.42	0.00	PF	0.6	1.320
MX207	22.46	0.00	PF	0.6	1.320
MX208	22.28	0.00	PF	0.6	1.980
MX209	25.59	0.00	PF	0.6	1.980
MX210	8.35	0.00	PF	0.6	1.320
MX211	7.97	0.00	PF	0.6	1.320
MX212	97.21	0.00	PF	0.6	1.905
MX213	88.81	0.00	PF	0.6	1.905
MX214	12.00	0.00	PF	0.6	1.320
MX215	11.81	0.00	PF	0.6	1.320
MX216	22.68	0.00	PF	0.6	1.980
MX217	26.12	0.00	PF	0.6	2.064
MX218	553.34	0.00	FD	0.4	1.036
MX219	485.46	0.00	FD	0.4	1.036
MX220	208.49	0.00	FD	0.4	1.036
MX221	476.58	0.00	FD	0.4	1.036
MX222	418.39	0.00	FD	0.4	1.376
MX224	293.85	0.00	PF	0.6	1.980
MX225	256.00	0.00	FD	0.4	0.880
MX226	428.55	0.00	FD	0.4	1.320
MX228	729.45	0.00	FD	0.4	1.320
MX229	387.21	0.00	FD	0.4	1.320
MX230	94.46	0.00	PF	0.6	2.532
MX231	177.31	0.00	PF	0.6	2.532
MX232	29.84	0.00	PF	0.6	2.259
MX233	7.78	0.00	PF	0.6	2.259
MX234	128.94	0.00	PF	0.6	2.532
MX235	263.13	0.00	PF	0.6	2.259
MX236	288.37	0.00	PF	0.6	2.259
MY201	0.00	633.50	FD	0.4	1.320
MY202	0.00	18.26	PF	0.6	1.980
MY203	0.00	656.87	FD	0.4	1.688

MY204	0.00	10.18	PF	0.6	2.085
MY205	0.00	114.58	PF	0.6	1.170
MY206	0.00	140.63	PF	0.6	1.170
MY207	0.00	98.29	PF	0.6	1.170
MY208	0.00	112.47	PF	0.6	1.170
MY209	0.00	18.66	PF	0.6	2.085
MY210	0.00	681.39	FD	0.4	1.688
MY213	0.00	4.69	PF	0.6	1.944
MY214	0.00	170.09	FD	0.4	0.876
MY215	0.00	161.55	FD	0.4	0.876
MY216	0.00	3.32	PF	0.6	1.944
MY217	0.00	683.11	FD	0.4	1.688
MY218	0.00	29.26	PF	0.6	1.830
MY219	0.00	55.92	PF	0.6	1.020
MY220	0.00	52.05	PF	0.6	1.020
MY221	0.00	54.98	PF	0.6	1.020
MY222	0.00	14.78	PF	0.6	1.830
MY223	0.00	25.82	PF	0.6	1.830
MY224	0.00	140.72	PF	0.6	1.830
MY225	0.00	658.60	FD	0.4	1.688
MY226	0.00	648.16	FD	0.4	1.320
MY227	0.00	17.33	PF	0.6	1.980
P201	17.67	0.00	PF	0.6	2.532
P202	25.79	0.00	PF	0.6	2.532
P203	0.00	5.97	PF	0.6	2.532
P204	0.00	16.40	PF	0.6	2.532
MX201	23.19	0.00	PF	0.6	1.980
MX202	16.69	0.00	PF	0.6	1.320
MX203	16.54	0.00	PF	0.6	1.320

Tabella I.30 - Struttura benchmark n°5 - Distribuzione dei tagli di piano fra gli elementi strutturali al primo passo ed al passo di analisi corrispondente al raggiungimento del massimo taglio alla base dell'edificio (piano 1).

Nome	Passo 1				Passo $V_{b,max}$			
	G1 st X	G2 X	G1 st Y	G2 Y	G1 st X	G2 X	G1 st Y	G2 Y
[-]	$V_{Sd,x}$ [kN]	$V_{Sd,x}$ [kN]	$V_{Sd,y}$ [kN]	$V_{Sd,y}$ [kN]	$V_{Sd,x}$ [kN]	$V_{Sd,x}$ [kN]	$V_{Sd,y}$ [kN]	$V_{Sd,y}$ [kN]
MX101	1.42	1.42	0.00	0.00	60.83	60.83	0.00	0.00
MX102	1.63	1.63	0.00	0.00	68.11	68.11	0.00	0.00
MX103	1.63	1.63	0.00	0.00	66.98	66.98	0.00	0.00
MX104	1.31	1.31	0.00	0.00	48.77	48.77	0.00	0.00
MX105	1.18	1.18	0.00	0.00	44.94	44.94	0.00	0.00
MX106	1.63	1.63	0.00	0.00	66.70	66.70	0.00	0.00
MX107	2.04	2.04	0.00	0.00	80.96	80.96	0.00	0.00
MX108	1.28	1.28	0.00	0.00	52.57	52.57	0.00	0.00
MX109	1.10	1.10	0.00	0.00	42.43	42.43	0.00	0.00
MX110	0.36	0.36	0.00	0.00	24.58	24.58	0.00	0.00
MX111	0.31	0.31	0.00	0.00	22.64	22.64	0.00	0.00
MX112	7.57	7.56	0.00	0.00	210.29	210.29	0.00	0.00
MX113	7.00	7.00	0.00	0.00	190.73	190.73	0.00	0.00
MX114	0.51	0.51	0.00	0.00	31.57	31.57	0.00	0.00
MX115	0.50	0.50	0.00	0.00	30.70	30.70	0.00	0.00
MX116	0.94	0.94	0.00	0.00	37.40	37.40	0.00	0.00
MX117	1.66	1.65	0.00	0.00	72.38	72.38	0.00	0.00
MX118	33.71	33.70	0.00	0.00	830.35	830.35	0.00	0.00
MX119	16.13	16.12	0.00	0.00	551.24	551.24	0.00	0.00
MX120	1.68	1.68	0.00	0.00	73.83	73.83	0.00	0.00
MX121	28.64	28.63	0.00	0.00	714.71	714.71	0.00	0.00
MX122	10.92	10.92	0.00	0.00	310.04	310.04	0.00	0.00
MX123	7.91	7.91	0.00	0.00	270.95	270.95	0.00	0.00
MX124	11.40	11.40	0.00	0.00	418.05	418.05	0.00	0.00
MX125	12.32	12.32	0.00	0.00	333.61	333.61	0.00	0.00

MX126	16.51	16.51	0.00	0.00	529.09	529.09	0.00	0.00
MX127	3.10	3.10	0.00	0.00	115.64	115.64	0.00	0.00
MX128	29.72	29.73	0.00	0.00	943.64	943.64	0.00	0.00
MX129	15.09	15.09	0.00	0.00	510.85	510.85	0.00	0.00
MX130	7.61	7.62	0.00	0.00	281.73	281.73	0.00	0.00
MX131	14.20	14.21	0.00	0.00	500.26	500.26	0.00	0.00
MX133	0.33	0.33	0.00	0.00	20.74	20.74	0.00	0.00
MX134	9.23	9.24	0.00	0.00	372.94	372.94	0.00	0.00
MX135	8.89	8.90	0.00	0.00	414.20	414.20	0.00	0.00
MX136	8.89	8.90	0.00	0.00	424.26	424.26	0.00	0.00
MY101	0.00	0.00	26.64	26.67	0.00	0.00	824.94	824.94
MY102	0.00	0.00	0.79	0.80	0.00	0.00	37.05	37.05
MY103	0.00	0.00	31.32	31.34	0.00	0.00	1036.89	1036.89
MY104	0.00	0.00	0.64	0.64	0.00	0.00	25.87	25.87
MY105	0.00	0.00	9.47	9.48	0.00	0.00	189.87	189.87
MY106	0.00	0.00	11.49	11.50	0.00	0.00	210.10	210.10
MY107	0.00	0.00	8.80	8.80	0.00	0.00	161.19	161.19
MY108	0.00	0.00	9.47	9.48	0.00	0.00	185.84	185.84
MY109	0.00	0.00	1.51	1.51	0.00	0.00	55.53	55.53
MY110	0.00	0.00	26.74	26.75	0.00	0.00	938.45	938.45
MY111	0.00	0.00	2.92	2.92	0.00	0.00	99.69	99.69
MY112	0.00	0.00	3.69	3.69	0.00	0.00	123.97	123.97
MY113	0.00	0.00	0.16	0.16	0.00	0.00	9.92	9.92
MY114	0.00	0.00	11.46	11.46	0.00	0.00	281.55	281.55
MY115	0.00	0.00	10.75	10.75	0.00	0.00	269.13	269.13
MY116	0.00	0.00	0.14	0.14	0.00	0.00	10.08	10.08
MY117	0.00	0.00	26.99	26.99	0.00	0.00	939.15	939.15
MY118	0.00	0.00	1.32	1.32	0.00	0.00	46.02	46.02
MY119	0.00	0.00	3.93	3.93	0.00	0.00	77.76	77.76
MY120	0.00	0.00	3.93	3.93	0.00	0.00	76.59	76.59
MY121	0.00	0.00	3.93	3.93	0.00	0.00	78.55	78.55
MY122	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	33.11	33.11
MY123	0.00	0.00	0.95	0.95	0.00	0.00	41.16	41.16
MY124	0.00	0.00	6.52	6.52	0.00	0.00	198.91	198.91
MY125	0.00	0.00	32.66	32.64	0.00	0.00	1038.49	1038.49
MY126	0.00	0.00	30.23	30.19	0.00	0.00	815.99	815.99
MY127	0.00	0.00	0.96	0.96	0.00	0.00	38.29	38.29
P101	0.18	0.18	0.00	0.00	12.53	12.53	0.00	0.00
P102	0.18	0.18	0.00	0.00	12.79	12.79	0.00	0.00
P103	0.00	0.00	0.25	0.25	0.00	0.00	12.81	12.81
P104	0.00	0.00	0.25	0.25	0.00	0.00	14.82	14.82

Tabella I.31 - Struttura benchmark n°5 - Distribuzione dei tagli di piano fra gli elementi strutturali al primo passo ed al passo di analisi corrispondente al raggiungimento del massimo taglio alla base dell'edificio (piano 2).

Nome [-]	Passo 1				Passo $V_{b,max}$			
	G1 st X $V_{sd,x}$ [kN]	G2 X $V_{sd,x}$ [kN]	G1 st Y $V_{sd,y}$ [kN]	G2 Y $V_{sd,y}$ [kN]	G1 st X $V_{sd,x}$ [kN]	G2 X $V_{sd,x}$ [kN]	G1 st Y $V_{sd,y}$ [kN]	G2 Y $V_{sd,y}$ [kN]
MX201	0.81	0.58	0.00	0.00	23.19	19.05	0.00	0.00
MX202	0.24	0.17	0.00	0.00	8.52	5.56	0.00	0.00
MX203	0.24	0.17	0.00	0.00	8.52	5.56	0.00	0.00
MX204	0.81	0.58	0.00	0.00	25.59	19.05	0.00	0.00
MX205	0.74	0.53	0.00	0.00	24.01	17.42	0.00	0.00
MX206	0.24	0.17	0.00	0.00	8.52	5.56	0.00	0.00
MX207	0.40	0.29	0.00	0.00	14.43	9.42	0.00	0.00
MX208	0.71	0.51	0.00	0.00	22.28	16.63	0.00	0.00
MX209	0.80	0.58	0.00	0.00	25.59	18.97	0.00	0.00
MX210	0.09	0.06	0.00	0.00	3.07	2.01	0.00	0.00
MX211	0.08	0.06	0.00	0.00	2.80	1.83	0.00	0.00
MX212	3.29	2.37	0.00	0.00	97.08	77.50	0.00	0.00
MX213	3.01	2.16	0.00	0.00	88.69	70.89	0.00	0.00

MX214	0.16	0.12	0.00	0.00	5.77	3.77	0.00	0.00
MX215	0.16	0.12	0.00	0.00	5.77	3.77	0.00	0.00
MX216	0.69	0.49	0.00	0.00	22.68	16.17	0.00	0.00
MX217	0.91	0.66	0.00	0.00	26.12	21.46	0.00	0.00
MX218	18.48	13.31	0.00	0.00	553.34	435.97	0.00	0.00
MX219	16.34	11.77	0.00	0.00	485.46	385.50	0.00	0.00
MX220	5.97	4.30	0.00	0.00	208.49	140.84	0.00	0.00
MX221	15.70	11.31	0.00	0.00	476.58	370.42	0.00	0.00
MX222	10.99	7.92	0.00	0.00	395.53	259.31	0.00	0.00
MX224	7.88	5.68	0.00	0.00	282.95	185.96	0.00	0.00
MX225	9.63	6.94	0.00	0.00	256.00	227.20	0.00	0.00
MX226	11.38	8.20	0.00	0.00	408.42	268.43	0.00	0.00
MX228	20.41	14.70	0.00	0.00	729.45	481.43	0.00	0.00
MX229	10.41	7.50	0.00	0.00	373.58	245.53	0.00	0.00
MX230	3.56	2.56	0.00	0.00	94.46	83.96	0.00	0.00
MX231	3.97	2.86	0.00	0.00	142.03	93.68	0.00	0.00
MX232	0.71	0.51	0.00	0.00	25.55	16.85	0.00	0.00
MX233	0.19	0.14	0.00	0.00	6.73	4.44	0.00	0.00
MX234	4.24	3.06	0.00	0.00	128.94	100.07	0.00	0.00
MX235	6.63	4.78	0.00	0.00	235.40	156.42	0.00	0.00
MX236	6.63	4.78	0.00	0.00	235.40	156.42	0.00	0.00
MY201	0.00	0.00	20.80	14.98	0.00	0.00	633.50	444.90
MY202	0.00	0.00	0.69	0.50	0.00	0.00	18.26	14.73
MY203	0.00	0.00	16.89	12.17	0.00	0.00	568.85	360.97
MY204	0.00	0.00	0.31	0.22	0.00	0.00	10.18	6.61
MY205	0.00	0.00	5.52	3.98	0.00	0.00	114.58	114.58
MY206	0.00	0.00	6.79	4.89	0.00	0.00	140.63	140.63
MY207	0.00	0.00	5.10	3.67	0.00	0.00	98.29	98.29
MY208	0.00	0.00	5.52	3.98	0.00	0.00	112.48	112.48
MY209	0.00	0.00	0.76	0.55	0.00	0.00	18.66	16.20
MY210	0.00	0.00	17.53	12.63	0.00	0.00	592.07	374.38
MY213	0.00	0.00	0.08	0.06	0.00	0.00	2.85	1.80
MY214	0.00	0.00	5.89	4.24	0.00	0.00	170.09	125.83
MY215	0.00	0.00	5.53	3.98	0.00	0.00	161.55	118.05
MY216	0.00	0.00	0.07	0.05	0.00	0.00	2.46	1.55
MY217	0.00	0.00	17.66	12.72	0.00	0.00	597.53	377.10
MY218	0.00	0.00	0.90	0.65	0.00	0.00	29.26	19.29
MY219	0.00	0.00	2.81	2.02	0.00	0.00	55.92	55.92
MY220	0.00	0.00	2.81	2.02	0.00	0.00	52.05	52.05
MY221	0.00	0.00	2.81	2.02	0.00	0.00	54.98	54.98
MY222	0.00	0.00	0.52	0.37	0.00	0.00	14.78	11.02
MY223	0.00	0.00	0.99	0.71	0.00	0.00	25.82	21.12
MY224	0.00	0.00	5.97	4.30	0.00	0.00	140.72	127.40
MY225	0.00	0.00	17.48	12.59	0.00	0.00	593.09	373.03
MY226	0.00	0.00	22.20	15.99	0.00	0.00	648.17	473.36
MY227	0.00	0.00	0.73	0.53	0.00	0.00	17.33	15.67
P201	0.12	0.09	0.00	0.00	4.28	2.81	0.00	0.00
P202	0.12	0.09	0.00	0.00	4.28	2.81	0.00	0.00
P203	0.00	0.00	0.18	0.13	0.00	0.00	5.97	3.80
P204	0.00	0.00	0.18	0.13	0.00	0.00	6.04	3.81

Tabella I.32 - Struttura benchmark n°5 - Distribuzione dei tagli di piano, verifica di resistenza ed identificazione del limite deformativo degli elementi strutturali al passo di analisi corrispondente al raggiungimento del massimo spostamento laterale alla sommità dell'edificio (piano 1).

Nome [-]	G1 st X			G2 X			G1 st Y			G2 Y		
	V _{Sd,x} [kN]	check [-]	Δu _{lim,x} [cm]	V _{Sd,x} [kN]	check [-]	Δu _{lim,x} [cm]	V _{Sd,y} [kN]	check [-]	Δu _{lim,y} [cm]	V _{Sd,y} [kN]	check [-]	Δu _{lim,y} [cm]
MX101	60.83	X	2.040	60.83	X	2.040	0.00	-	-	0.00	-	-
MX102	68.11	X	1.500	68.11	X	1.500	0.00	-	-	0.00	-	-
MX103	66.98	X	1.500	66.98	X	1.500	0.00	-	-	0.00	-	-
MX104	48.77	X	2.040	48.77	X	2.040	0.00	-	-	0.00	-	-
MX105	44.94	X	2.040	44.94	X	2.040	0.00	-	-	0.00	-	-
MX106	66.70	X	1.500	66.70	X	1.500	0.00	-	-	0.00	-	-
MX107	80.96	X	1.500	80.96	X	1.500	0.00	-	-	0.00	-	-
MX108	52.57	X	2.040	52.57	X	2.040	0.00	-	-	0.00	-	-
MX109	42.43	-	-	42.43	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX110	24.58	X	1.500	24.58	X	1.500	0.00	-	-	0.00	-	-
MX111	22.64	X	1.500	22.64	X	1.500	0.00	-	-	0.00	-	-
MX112	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX113	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX114	31.57	X	1.500	31.57	X	1.500	0.00	-	-	0.00	-	-
MX115	30.70	X	1.500	30.70	X	1.500	0.00	-	-	0.00	-	-
MX116	37.40	X	2.040	37.40	X	2.040	0.00	-	-	0.00	-	-
MX117	72.38	X	2.070	72.38	X	2.070	0.00	-	-	0.00	-	-
MX118	830.35	X	1.040	830.35	X	1.040	0.00	-	-	0.00	-	-
MX119	551.24	X	1.380	551.24	X	1.380	0.00	-	-	0.00	-	-
MX120	73.83	X	2.070	73.83	X	2.070	0.00	-	-	0.00	-	-
MX121	714.71	X	1.040	714.71	X	1.040	0.00	-	-	0.00	-	-
MX122	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX123	270.95	X	1.280	270.95	X	1.280	0.00	-	-	0.00	-	-
MX124	418.05	-	-	418.05	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX125	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX126	529.09	X	1.360	529.09	X	1.360	0.00	-	-	0.00	-	-
MX127	115.64	X	2.514	115.64	X	2.514	0.00	-	-	0.00	-	-
MX128	943.64	X	1.360	943.64	X	1.360	0.00	-	-	0.00	-	-
MX129	510.85	X	1.360	510.85	X	1.360	0.00	-	-	0.00	-	-
MX130	281.73	X	2.514	281.73	X	2.514	0.00	-	-	0.00	-	-
MX131	500.26	X	1.436	500.26	X	1.436	0.00	-	-	0.00	-	-
MX133	20.74	X	2.154	20.74	X	2.154	0.00	-	-	0.00	-	-
MX134	372.94	X	2.514	372.94	X	2.514	0.00	-	-	0.00	-	-
MX135	414.20	X	1.676	414.20	X	1.676	0.00	-	-	0.00	-	-
MX136	424.26	X	1.676	424.26	X	1.676	0.00	-	-	0.00	-	-
MY101	0.00	-	-	0.00	-	-	824.94	X	1.420	824.94	X	1.420
MY102	0.00	-	-	0.00	-	-	37.05	X	2.130	37.05	X	2.130
MY103	0.00	-	-	0.00	-	-	1036.89	X	1.676	1036.89	X	1.676
MY104	0.00	-	-	0.00	-	-	25.87	X	1.800	25.87	X	1.800
MY105	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MY106	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MY107	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MY108	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MY109	0.00	-	-	0.00	-	-	55.53	X	1.800	55.53	X	1.800
MY110	0.00	-	-	0.00	-	-	938.45	X	1.676	938.45	X	1.676
MY111	0.00	-	-	0.00	-	-	99.69	X	2.514	99.69	X	2.514
MY112	0.00	-	-	0.00	-	-	123.97	X	2.514	123.97	X	2.514
MY113	0.00	-	-	0.00	-	-	9.92	X	1.950	9.92	X	1.950
MY114	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MY115	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MY116	0.00	-	-	0.00	-	-	10.08	X	1.950	10.08	X	1.950
MY117	0.00	-	-	0.00	-	-	939.15	X	1.676	939.15	X	1.676
MY118	0.00	-	-	0.00	-	-	46.02	X	1.800	46.02	X	1.800
MY119	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-

MY120	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MY121	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MY122	0.00	-	-	0.00	-	-	33.11	X	1.800	33.11	X	1.800
MY123	0.00	-	-	0.00	-	-	41.16	X	2.130	41.16	X	2.130
MY124	0.00	-	-	0.00	-	-	198.91	X	1.420	198.91	X	1.420
MY125	0.00	-	-	0.00	-	-	1038.49	X	1.676	1038.49	X	1.676
MY126	0.00	-	-	0.00	-	-	815.99	X	1.360	815.99	X	1.360
MY127	0.00	-	-	0.00	-	-	38.29	X	2.040	38.29	X	2.040
P101	12.53	X	2.514	12.53	X	2.514	0.00	-	-	0.00	-	-
P102	12.79	X	2.514	12.79	X	2.514	0.00	-	-	0.00	-	-
P103	0.00	-	-	0.00	-	-	12.81	X	2.514	12.81	X	2.514
P104	0.00	-	-	0.00	-	-	14.82	X	2.514	14.82	X	2.514

Tabella I.33 - Struttura benchmark n°5 - Distribuzione dei tagli di piano, verifica di resistenza ed identificazione del limite deformativo degli elementi strutturali al passo di analisi corrispondente al raggiungimento del massimo spostamento laterale alla sommità dell'edificio (piano 2).

Nome [-]	G1 st X			G2 X			G1 st Y			G2 Y		
	V _{sd,x} [kN]	check [-]	Δu _{lim,x} [cm]	V _{sd,x} [kN]	check [-]	Δu _{lim,x} [cm]	V _{sd,y} [kN]	check [-]	Δu _{lim,y} [cm]	V _{sd,y} [kN]	check [-]	Δu _{lim,y} [cm]
MX201	23.19	X	1.980	16.79	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX202	7.12	-	-	4.90	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX203	7.12	-	-	4.90	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX204	25.59	X	1.980	16.79	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX205	21.93	-	-	15.36	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX206	7.12	-	-	4.90	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX207	12.06	-	-	8.30	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX208	22.28	X	1.980	14.66	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX209	25.59	X	1.980	16.72	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX210	2.57	-	-	1.77	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX211	2.34	-	-	1.61	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX212	77.53	-	-	68.31	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX213	70.81	-	-	62.48	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX214	4.82	-	-	3.32	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX215	4.82	-	-	3.32	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX216	22.68	X	1.980	14.25	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX217	26.12	X	2.064	18.92	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX218	500.76	-	-	384.25	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX219	438.97	-	-	339.77	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX220	191.50	-	-	124.13	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX221	431.91	-	-	326.47	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX222	330.21	-	-	228.54	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX224	236.15	-	-	163.90	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX225	228.45	-	-	200.25	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX226	340.87	-	-	236.58	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX228	671.08	-	-	424.32	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX229	311.79	-	-	216.40	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX230	94.46	X	2.532	74.00	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX231	118.48	-	-	82.57	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX232	21.32	-	-	14.85	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX233	5.61	-	-	3.91	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX234	128.94	X	2.532	88.20	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX235	196.18	-	-	137.87	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MX236	196.18	-	-	137.87	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
MY201	0.00	-	-	0.00	-	-	633.50	X	1.320	333.55	-	-
MY202	0.00	-	-	0.00	-	-	18.26	X	1.980	11.04	-	-
MY203	0.00	-	-	0.00	-	-	345.56	-	-	273.04	-	-
MY204	0.00	-	-	0.00	-	-	10.18	X	2.085	5.03	-	-
MY205	0.00	-	-	0.00	-	-	114.58	X	1.170	114.58	X	1.170
MY206	0.00	-	-	0.00	-	-	140.63	X	1.170	140.63	X	1.170

MY207	0.00	-	-	0.00	-	-	98.29	X	1.170	98.29	X	1.170
MY208	0.00	-	-	0.00	-	-	112.48	X	1.170	112.48	X	1.170
MY209	0.00	-	-	0.00	-	-	8.63	-	-	12.31	-	-
MY210	0.00	-	-	0.00	-	-	360.29	-	-	285.34	-	-
MY213	0.00	-	-	0.00	-	-	1.73	-	-	1.37	-	-
MY214	0.00	-	-	0.00	-	-	170.09	X	0.876	96.22	-	-
MY215	0.00	-	-	0.00	-	-	161.55	X	0.876	90.27	-	-
MY216	0.00	-	-	0.00	-	-	1.50	-	-	1.19	-	-
MY217	0.00	-	-	0.00	-	-	363.96	-	-	288.61	-	-
MY218	0.00	-	-	0.00	-	-	17.31	-	-	14.80	-	-
MY219	0.00	-	-	0.00	-	-	55.92	X	1.020	55.92	X	1.020
MY220	0.00	-	-	0.00	-	-	52.05	X	1.020	52.05	X	1.020
MY221	0.00	-	-	0.00	-	-	54.98	X	1.020	54.98	X	1.020
MY222	0.00	-	-	0.00	-	-	14.78	X	1.830	8.46	-	-
MY223	0.00	-	-	0.00	-	-	25.82	X	1.830	16.25	-	-
MY224	0.00	-	-	0.00	-	-	140.72	X	1.830	98.03	-	-
MY225	0.00	-	-	0.00	-	-	361.85	-	-	287.55	-	-
MY226	0.00	-	-	0.00	-	-	648.17	X	1.320	367.78	-	-
MY227	0.00	-	-	0.00	-	-	17.33	X	1.980	12.17	-	-
P201	3.57	-	-	2.48	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
P202	3.57	-	-	2.48	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-
P203	0.00	-	-	0.00	-	-	5.97	X	2.532	2.90	-	-
P204	0.00	-	-	0.00	-	-	3.68	-	-	2.92	-	-

Tabella I.34 - Struttura benchmark n°5 - Distribuzione delle rigidezze di piano nelle due direzioni principali.

piano [-]	k_x [kN/m]	k_y [kN/m]
1	3672482	3274801
2	3429691	2839217

Tabella I.35 - Struttura benchmark n°5 - Confronto fra la distribuzione dei tagli di piano ottenuta dall'analisi al raggiungimento del massimo taglio alla base e quella delle corrispondenti resistenze valutate analiticamente.

piano [-]	analisi		calcolo analitico	analisi		calcolo analitico
	G1 st X	G2 X		G1 st Y	G2 Y	
	$V_{sd,x}$ [kN]	$V_{sd,x}$ [kN]	$V_{Rd,x}$ [kN]	$V_{sd,y}$ [kN]	$V_{sd,y}$ [kN]	$V_{Rd,y}$ [kN]
1	8794.0	8794.0	8794.0	7871.7	7871.7	7871.7
2	5459.5	3932.7	5738.3	4886.1	3519.6	5227.6

Tabella I.36 - Struttura benchmark n°5 - Verifica a deformazione dell'elemento critico di ciascun piano della struttura per ciascuna analisi.

analisi [-]	piano [-]	elemento [-]	h [m]	i.d. [%]	i.d.lim [%]	Δu [cm]	Δu_{lim} [cm]
G1 st X	1	MX118	2.60	0.40	0.40	1.04	1.04
	2	MX201	3.30	0.05	0.60	0.16	1.98
G2 X	1	MX118	2.60	0.40	0.40	1.04	1.04
	2	-	-	-	-	-	-
G1 st Y	1	MY126	3.40	0.40	0.40	1.35	1.36
	2	MY214	2.19	0.06	0.40	0.12	0.88
G2 Y	1	MY126	3.40	0.40	0.40	1.35	1.36
	2	MY219	1.70	0.06	0.60	0.10	1.02

Tabella I.37 - Struttura benchmark n°5 - Definizione analitica dei profili di tagli e forze di piano al primo passo di ciascuna analisi (condizioni elastiche).

analisi [-]	piano [-]	V [kN]	F [kN]	α_v [%]	α_F [%]
G1 st X	1	268.71	101.97	37.9%	61.2%
	2	166.74	166.74	62.1%	100.0%
G2 X	1	268.72	148.60	55.3%	123.7%
	2	120.12	120.12	44.7%	100.0%
G1 st Y	1	268.66	101.94	37.9%	61.1%
	2	166.72	166.72	62.1%	100.0%
G2 Y	1	268.70	148.62	55.3%	123.8%
	2	120.08	120.08	44.7%	100.0%

Tabella I.38 - Struttura benchmark n°5 - Definizione analitica delle distribuzioni di forze, tagli, spostamenti interpiano e spostamenti totali di piano corrispondenti al valore di taglio alla base al raggiungimento per ciascuna analisi del massimo spostamento laterale alla sommità dell'edificio.

analisi [-]	piano [-]	F [kN]	V [kN]	Δu [cm]	u [cm]
G1 st X	1	1835.68	4837.35	0.132	0.132
	2	3001.67	3001.67	0.088	0.219
G2 X	1	3566.69	6449.81	0.176	0.176
	2	2883.12	2883.12	0.084	0.260
G1 st Y	1	1835.48	4837.35	0.148	0.148
	2	3001.87	3001.87	0.106	0.253
G2 Y	1	2675.57	4837.35	0.148	0.148
	2	2161.78	2161.78	0.076	0.224

Tabella I.39 - Struttura benchmark n°5 - Confronto fra i valori numerici ed analitici di spostamento a ciascun piano dell'edificio e di rigidezza del sistema ad un grado di libertà equivalente al limite elastico di ciascuna analisi.

analisi [-]	risultato [-]	Δu_1 [cm]	u_1 [cm]	Δu_2 [cm]	u_2 [cm]	k_{eq} [kN/m]
G1 st X	numerico	0.132	0.132	0.088	0.221	2188846
	analitico	0.132	0.132	0.088	0.219	2206427
G2 X	numerico	0.176	0.176	0.085	0.261	2471192
	analitico	0.176	0.176	0.084	0.260	2483669
G1 st Y	numerico	0.148	0.148	0.106	0.253	1911996
	analitico	0.148	0.148	0.106	0.253	1908652
G2 Y	numerico	0.148	0.148	0.076	0.224	2159531
	analitico	0.148	0.148	0.076	0.224	2160938

BIBLIOGRAFIA

NTC (2018) *Decreto 17/01/2018 del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti: Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*. G.U. 20.02.2018 n.42- Suppl. Ordinario n.8

Timoshenko S. (1970) *Theory of Elasticity*, McGraw-Hill Classic TextBook Reissue Series