



## **Progetto DPC-ReLUIS 2019-2021**

### **WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati**

CASO STUDIO: ISTITUTO COMPRENSIVO “S. DE MAGISTRIS”  
CALDAROLA (MC)

SCHEDA DI SINTESI INTERVENTI

Gruppo di lavoro:

S.Cattari, S.Alfano, M.Angiolilli, A.Brunelli (UniGE), per la parte strutturale  
G.Destro Bisol, D.Liberatore, L.Sorrentino, (UniRM1), per la parte strutturale  
Prof. M.De Carli, F. Zulli (UniPD), per la parte di efficientamento energetico  
Ing.V.Paolillo (UniNA), per il computo metrico

## SOMMARIO

---

1	Introduzione .....	4
2	Edificio caso studio .....	5
2.1	Descrizione generale del complesso scolastico .....	5
2.2	Analisi storico critica.....	7
2.3	Sistema strutturale e dettagli costruttivi.....	8
2.4	Evidenze sulla risposta sismica agli eventi del Centro Italia del 2016 .....	10
2.5	Proprietà dei materiali.....	14
3	Valutazione della vulnerabilità sismica .....	16
3.1	Pericolosità sismica del sito .....	16
3.1.1	Azione sismica di progetto .....	16
3.1.2	Ulteriori dati impiegati nell'analisi inversa finalizzata alla calibrazione dei parametri meccanici.....	17
3.2	Modellazione strutturale.....	21
3.2.1	Modello adottato per l'analisi dei meccanismi locali .....	21
3.2.2	Modello adottato per l'analisi della risposta globale .....	23
3.2.3	Analisi preliminari per la calibrazione dei parametri meccanici della muratura adottati nello stato di fatto.....	26
3.3	Analisi strutturale .....	32
3.3.1	Analisi strutturale dei meccanismi locali .....	32
3.3.2	Verifica dello stato di fatto agli stati limite per i meccanismi locali .....	36
3.3.3	Analisi strutturale della risposta globale .....	42
3.3.4	Verifica dello stato di fatto agli stati limite per la risposta globale .....	43
3.4	Calcolo della classe di rischio sismico.....	46
3.4.1	Calcolo della classe di rischio sismico dei meccanismi locali .....	46
3.4.2	Calcolo della classe di rischio sismico per la risposta globale.....	52
4	Valutazione dell'efficienza energetica.....	54
4.1	Definizione dei modelli.....	54
4.1.1	Modello dinamico.....	54
4.1.2	Modello quasi-stazionario .....	57
4.2	Risultati edificio stato di fatto .....	57
4.2.1	Fabbisogno di energia utile (modello dinamico) .....	57
4.2.2	Classe energetica (modello quasi-stazionario) .....	58

5	Strategie di intervento .....	60
5.1	Interventi nei confronti dei meccanismi locali .....	60
5.1.1	Descrizione dell'intervento e definizione dei modelli di analisi .....	60
5.1.2	Analisi strutturale e verifica dello stato di progetto .....	62
5.1.3	Classe di rischio sismico.....	66
5.1.4	Riepilogo interventi e costi.....	68
5.2	Interventi nei confronti dei meccanismi globali .....	69
5.2.1	Descrizione dell'intervento e definizione dei modelli di analisi .....	69
5.2.2	Analisi strutturale e classe di rischio sismico.....	72
5.2.3	Riepilogo interventi e costi.....	74
5.3	Interventi di efficientamento energetico .....	75
5.3.1	Definizione degli scenari di intervento .....	78
5.3.2	Energia utile (modello dinamico) .....	79
5.3.3	Classe energetica (modello quasi-stazionario) .....	80
5.3.4	Riepilogo interventi e costi.....	81
6	Analisi comparativa degli interventi .....	82
7	Considerazioni finali .....	84
	Bibliografia .....	86

# 1 INTRODUZIONE

---

Il caso studio esaminato si ispira all'Istituto Comprensivo "S.De Magistris" sito in Caldarola (MC), colpito molto gravemente nell'ambito della sequenza sismica che ha interessato il Centro Italia nel 2016 e ad oggi demolito a seguito proprio del danno subito, tale da renderlo allora economicamente non riparabile.

Cionondimeno il caso studio è interessante per la sua configurazione geometrica, tipica dell'edilizia scolastica in muratura, e per la tipologia muraria che lo caratterizza, di proprietà particolarmente scadenti.

La valutazione della sicurezza sismica negli stati di fatto e di progetto del caso studio è effettuata: per la risposta sismica globale, eseguendo analisi statiche nonlineari su un modello a telaio equivalente tridimensionale; per i meccanismi locali, eseguendo analisi cinematiche lineari e nonlineari nell'ipotesi di aver garantito il comportamento monolitico della muratura.

I dati acquisiti sul caso studio si rifanno: alla documentazione fornita dai tecnici del Comune di Caldarola, per la quale in particolare si ringrazia l'Ing.A.Spinaci (in termini di rilievo geometrico e video effettuati durante la demolizione del fabbricato, utili a corroborare le informazioni sui dettagli costruttivi); alle interviste agli stessi; e ad un sopralluogo in situ effettuato dall'Università degli Studi di Genova in data 08.12.2016.

Sul caso studio erano quindi disponibili informazioni piuttosto accurate relative al rilievo geometrico e tecnologico, ma non prove di caratterizzazione dei materiali. Inoltre, dai dati disponibili degli studi di microzonazione sismica, presumibilmente l'istituto è stato oggetto di fenomeni di amplificazione di sito dell'azione sismica durante gli eventi del 2016. Tale circostanza ha reso più problematica l'interpretazione del ruolo giocato dai fattori di vulnerabilità sismica della struttura. Per tali ragioni, è stata eseguita un'analisi preliminare di tipo inverso finalizzata a determinare i valori più plausibili delle proprietà meccaniche da assumere a riferimento per la muratura nello stato di fatto. Tale analisi preliminare, illustrata al §3.2.3, si basa sull'esecuzione di analisi dinamiche nonlineari sul modello a telaio equivalente.

I dati sui dettagli costruttivi ricavati dal sopralluogo in situ e dall'esame dei video della demolizione del fabbricato, congiuntamente all'analisi inversa di cui sopra, sostituiscono nel caso in esame i dati acquisibili durante una più tradizionale fase della conoscenza operata da un professionista.

Gli interventi descritti in questo rapporto non sempre possono essere considerati "di rapida esecuzione a basso impatto", ma le caratteristiche di partenza del fabbricato non consentivano altrimenti. Costituiscono tuttavia un utile riferimento per tutti quei casi per i quali sia documentata una scarsa qualità della muratura. Permettono inoltre di disaggregare il costo di intervento complessivo nelle diverse voci, inevitabilmente di peso molto diverso. Anche tali costi disaggregati potranno costituire un riferimento per valutare diversi scenari, dall'intervento sull'esistente alla demolizione e ricostruzione.



## 2 EDIFICIO CASO STUDIO

### 2.1 DESCRIZIONE GENERALE DEL COMPLESSO SCOLASTICO

Il complesso che si ispira all'Istituto Comprensivo "S.De Magistris" (sito in Caldarola, MC) è costituito da quattro corpi di fabbrica in parte interagenti (denominati I, II, III e IV come in Figura 1) di diversa epoca costruttiva e tipologia strutturale. Nel contesto dello studio in oggetto si è posta l'attenzione all'analisi dei soli corpi I e II, per i quali è lecito assumere una trascurabile interazione con gli altri corpi di fabbrica.

Il corpo I consiste in un edificio in muratura che risale agli anni Trenta del Novecento ed ha subito gravissimi danneggiamenti a seguito degli eventi sismici che hanno colpito il Centro Italia nel 2016; viceversa, il corpo II ha subito danni meno gravi, ma è d'interesse per la sua interazione con il corpo I.



Figura 1. Localizzazione della scuola e identificazione dei corpi I, II, III e IV

Il corpo I si sviluppa su quattro livelli (piano interrato, terra, primo e sottotetto) ed è di forma rettangolare allungata in direzione NO-SE. Il rapporto tra i lati risulta al limite dei criteri di regolarità stabiliti nelle NTC2018 al capitolo 7.2.1 [1] (pari a 4); tuttavia, la sua irregolarità è data dalla presenza di corpi sporgenti in facciata alle due estremità (che dà luogo ad un rapporto  $A_1/A_0$  pari all'11%, maggiore del limite indicato dalla norma pari al 5%). La superficie lorda di piano del corpo è pari a 750 m<sup>2</sup>. L'alzato risulta invece regolare, non sono presenti balconi né corpi aggettanti. L'altezza di interpiano è di 4,2 m per il piano interrato, di 4,1 m per il piano terra, di 4,3 m per il piano primo e di 3,1 m per il sottotetto fino al colmo. La quota della gronda della copertura sullo spiccato è 9,2 m. La Figura 2 riporta le piante del piano terra e del piano primo con l'indicazione dei relativi spessori murari.

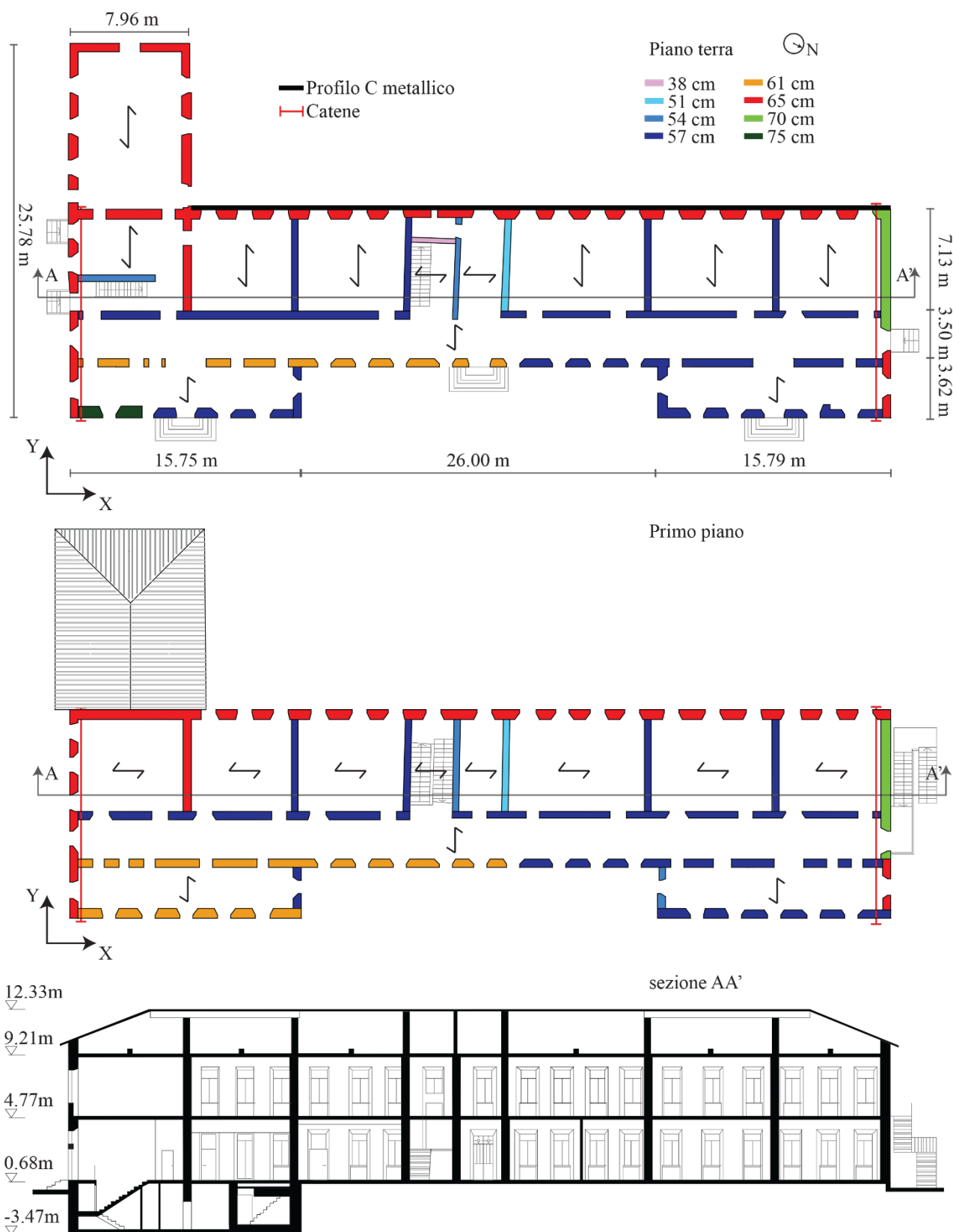


Figura 2. Piante del corpo di fabbrica I e II del piano terra e del piano primo e sezione longitudinale del fabbricato



Figura 3. Viste d'insieme dei corpi di fabbrica I (a) e II (b)

## 2.2 ANALISI STORICO CRITICA

Il fabbricato è stato costruito negli anni Trenta del Novecento subendo successivamente alcune trasformazioni. La copertura dell'edificio risulta realizzata con pignatte armate e gettate: una tipologia costruttiva molto diffusa negli anni Cinquanta e Sessanta del Novecento [4]. Tale copertura è il risultato di una sostituzione di quella precedente realizzata in legno, che si era nel tempo ammalorata.

Nelle pareti interne, a seguito anche dei danni all'intonaco prodotti dagli eventi sismici, è stata riscontrata la presenza di archi più ampi delle sottostanti aperture e quindi tamponati in una qualche fase, nell'ambito di rimaneggiamenti e trasformazioni nella distribuzione degli ambienti della costruzione (Figura 4a). I danneggiamenti hanno mostrato anche la presenza di canne fumarie nello spessore murario (Figura 4b). Alcuni elementi metallici, descritti più avanti, documentano interventi eseguiti nel tempo.



Figura 4. Evidenze sulla presenza di archi tamponati e rimaneggiamenti nella configurazione delle aperture al piano terra (a) e canne fumarie al piano primo (b).



## 2.3 SISTEMA STRUTTURALE E DETTAGLI COSTRUTTIVI

La struttura verticale dell'edificio è costituita da muratura portante associabile, tra le classi proposte nella Tabella C8.5.I della Circolare 21/01/2019 n.7 [2], alla tipologia "muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo". Dal rilievo visivo, la tessitura muraria appare di qualità scadente, con conci irregolari nella forma e giunti di malta che sovente raggiungono spessori molto elevati.

Con riferimento alla sezione trasversale, come visibile dalla Figura 5, la muratura è costituita da conci posti di piatto affiancati; essa risulta priva di diatoni e senza una ricerca specifica nella tessitura nel creare un ammassamento trasversale. A supporto della scarsa connessione trasversale, il rilievo del danno, anche quando esso sia stato prevalentemente conseguenza della risposta nel piano, evidenzia modalità di collasso che hanno coinvolto uno solo dei paramenti (Figura 5).

La pietra appare scistosa e priva di aderenza in superficie e la malta di tipo sabbioso e dalle pessime qualità meccaniche (con una resistenza molto bassa alla penetrazione e scarsa compattezza).



Figura 5. Dettagli relativi alla sezione trasversale dei pannelli murari ed esempi di crolli di uno dei paramenti murari

I maschi murari sono continui dalle fondazioni alla copertura e presentano spessore variabile tra 65 e 75 cm al piano interrato, tra 55 e 65 cm circa ai piani terra e primo e da 45 a 55 cm circa nel sottotetto. Le fasce murarie riducono il loro spessore nei sottofinestra fino a circa la metà di quello dei maschi adiacenti, ad entrambi i livelli.

Le strutture orizzontali sono differenti ai diversi livelli (Figura 6). Sopra il piano interrato e il piano terra i solai sono in travetti metallici e voltine di mattoni orditi ortogonalmente ai lati lunghi, ad eccezione del corpo scala centrale, mentre il piano primo è coperto, come il sottotetto, da solai realizzati con pignatte armate e orditi ortogonalmente ai lati lunghi nel corridoio e nelle ali e parallelamente nel corpo scala e nelle aule (Figura 7).

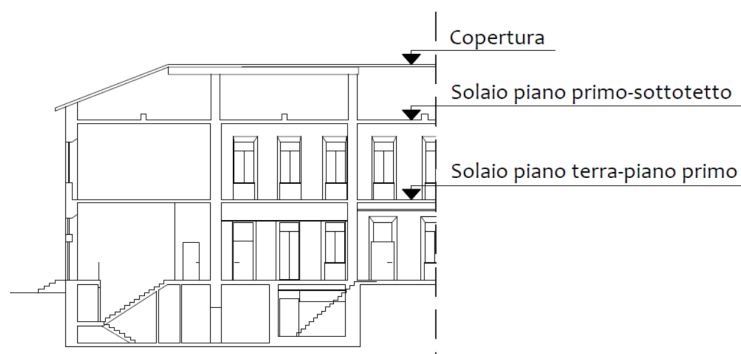


Figura 6. Sezione schematica con nomenclatura solai

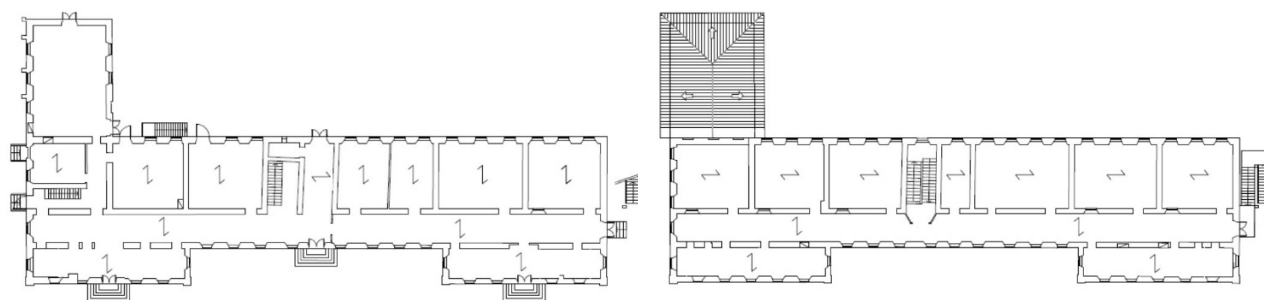


Figura 7. Individuazione della direzione di scarico dei solai al piano terra e al piano primo

Per quanto riguarda i dettagli costruttivi, sono presenti ad entrambi i livelli catene adiacenti ai lati corti di estremità dell'edificio (Figura 2), i cui bolzoni sono visibili in Figura 8. Esse possono certamente influenzare la risposta nel piano delle due pareti perimetrali di estremità, ma difficilmente possono essere considerate un ritegno efficace nel contrastare lo sviluppo di meccanismi fuori piano delle due pareti lunghe di facciata.

Nel prospetto retrostante è visibile un profilo metallico a C inserito per creare un collegamento tra le teste dei travetti che costituiscono il solaio del primo livello; questo elemento può fungere da elemento catena per le fasce murarie adiacenti (Figura 9).



Figura 8. Catene poste nelle pareti corte di estremità



Figura 9. Profilo metallico a C presente al primo livello del prospetto retrostante

Infine, dall'esame dei video, eseguiti durante la demolizione del corpo oggetto dello studio e messi a disposizione dai tecnici del Comune di Caldarola, è emersa la presenza di una fascia piena in calcestruzzo armato nello spessore del solaio di copertura (Figura 10). Dal riscontro diretto di questa documentazione e da considerazioni sulla organizzazione strutturale dell'edificio, appare ragionevole assumere che la presenza di tale "cordolo" sia presente in maniera diffusa anche in corrispondenza degli altri livelli. Nelle analisi dello stato di fatto è stata assunta tale ipotesi.



Figura 10. Fascia piena in calcestruzzo armato nello spessore del solaio di copertura

## 2.4 EVIDENZE SULLA RISPOSTA SISMICA AGLI EVENTI DEL CENTRO ITALIA DEL 2016

Nel seguito si riportano alcuni dati relativi alla risposta esibita dal manufatto a seguito degli eventi sismici del Centro Italia del 2016. Ai fini del presente studio tali evidenze sono risultate molto utili per eseguire l'analisi inversa preliminare di calibrazione discussa al §3.2.3, finalizzata a definire i parametri meccanici di riferimento da adottare per l'analisi nello stato di fatto. Tale analisi inversa ha sostituito l'esecuzione di prove di caratterizzazione diretta, che non è stato possibile svolgere prima della demolizione del manufatto.

A seguito dell'evento sismico del 24 Agosto 2016 la struttura era già stata dichiarata inagibile per precauzione, anche se presentava danni limitati all'intonaco e al distacco in qualche sporadica voltina del solaio del primo livello. Il livello di danno si è aggravato notevolmente con l'evento del 26 Ottobre e poi soprattutto con quello del 30 Ottobre 2016.



Il corpo I evidenzia danni significativi al piano terra e gravissimi al piano primo. Qui la totalità dei maschi murari appartenenti alle pareti lunghe (direzione X, secondo il sistema di assi introdotto in Figura 2), sia sul prospetto principale che su quello retrostante, presenta lesioni diagonali passanti evidenziando la chiara attivazione di un meccanismo di piano debole (Figura 11).



Figura 11. Meccanismi di danno nel piano nei maschi dei due prospetti lunghi: viste esterne (a) e interne (b)

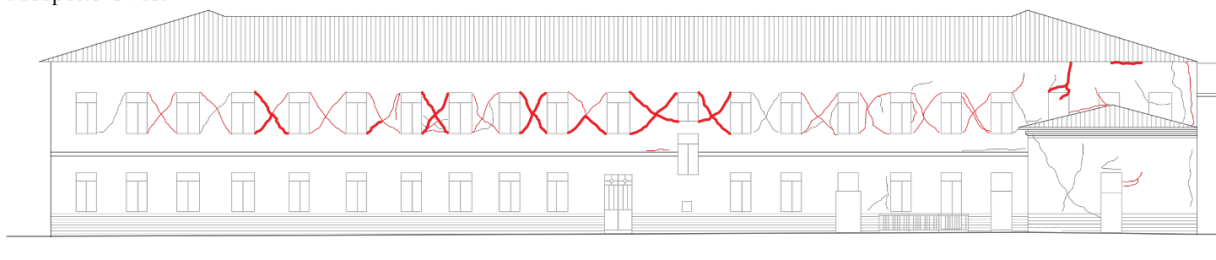
La struttura ha inoltre esibito l'attivazione di meccanismi fuori piano: nel corpo I, al piano primo tramite il ribaltamento del paramento murario esterno esteso ad una porzione significativa dell'ala sporgente NE (Figura 12); in aderenza al corpo II, tramite i segni di meccanismo di martellamento che ha causato il crollo del paramento interno e il conseguente sfondellamento del solaio del piano primo.



Figura 12. Esempio di meccanismi di danno fuori dal piano

Grazie ai dati acquisiti in occasione del sopralluogo, è stato possibile redigere un rilievo dello stato di danneggiamento della scuola a seguito degli eventi sismici. In Figura 13 si riportano il quadro fessurativo e i crolli.

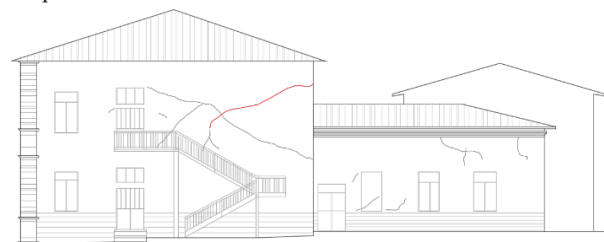
Prospetto Ovest



Prospetto Est



Prospetto Nord



Prospetto Sud



DL 2      DL 3      DL 4      Crollo

Figura 13. Rilievo del quadro fessurativo nei prospetti



In Figura 14 il rilievo del danno è invece riportato sulle piante del piano terra e del piano primo, localizzando le lesioni orizzontali e pseudo verticali e indicando il grado di danneggiamento attribuito a ciascun maschio murario con una scala da 0 a 5 in funzione della gravità delle lesioni (il livello 5 corrisponde al completo collasso dell'elemento).

Più nello specifico, per il piano terra, la totalità dei maschi nella parete perimetrale retrostante orientata in direzione X risulta danneggiata con lesioni di lieve o media entità, talvolta passanti. Le fasce murarie invece mostrano un danneggiamento saltuario e di minore entità. Il livello di danno complessivo al piano terra può essere definito medio/lieve, con lesioni sistematiche che interessano circa il 40% della superficie totale delle strutture portanti, concentrate principalmente nei maschi murari.

Il piano primo viceversa presenta un quadro complessivo molto grave caratterizzato per il 90% circa della superficie totale da maschi interessati da lesioni diagonali passanti di ampiezza superiore ai 10 mm e per il 30% circa del loro volume coinvolto da crolli parziali o totali.

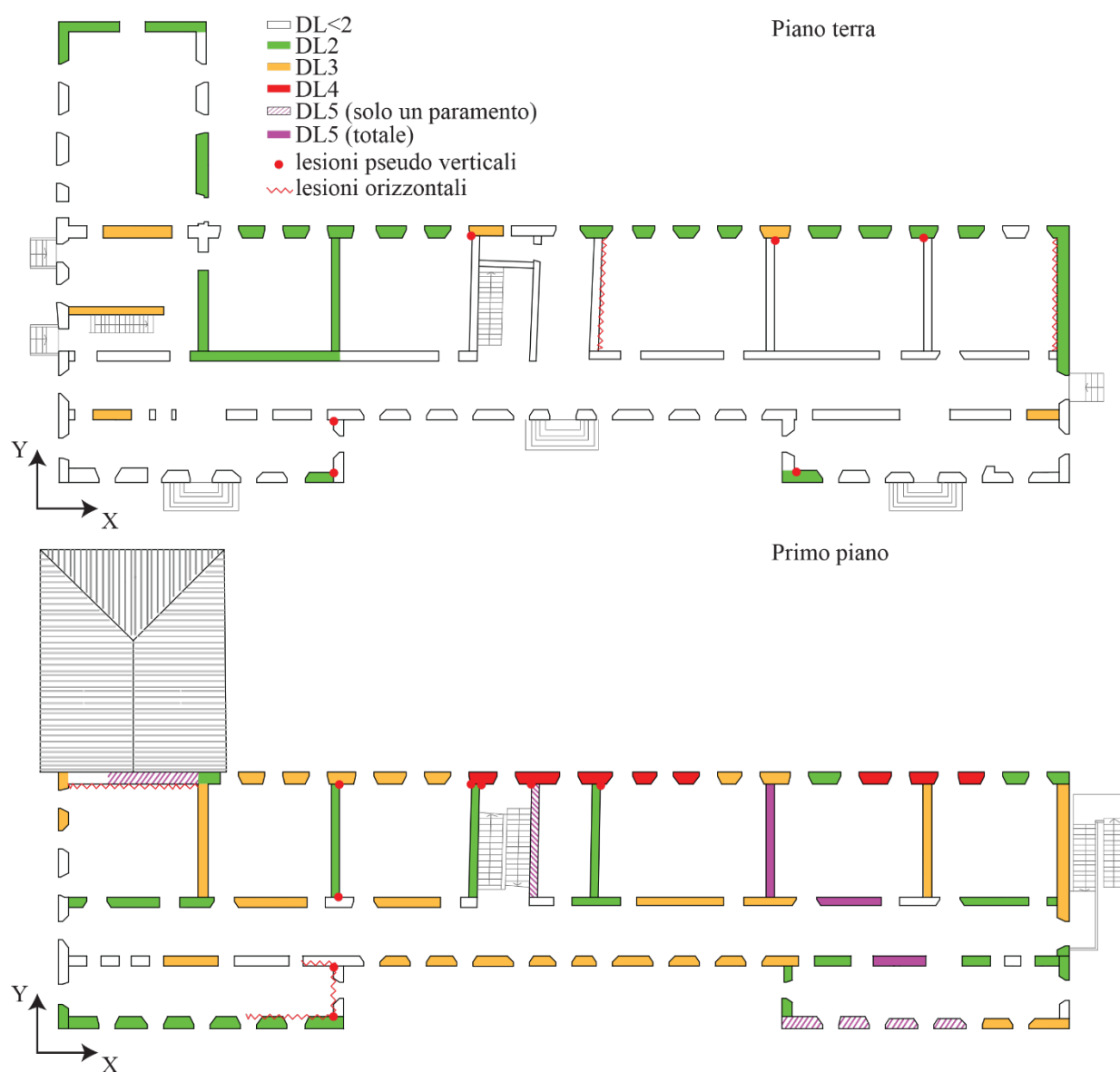


Figura 14. Rilievo del danno osservato al piano terra e al piano primo

## 2.5 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

Nel seguito sono chiariti i valori delle proprietà meccaniche adottati per le valutazioni di sicurezza nello stato di fatto. Essi sono stati definiti in primo luogo con riferimento ai valori proposti Tabella C8.5.I della Circolare [2] e poi confermati attraverso le risultanze dell'analisi inversa descritta al §3.2.3, grazie al confronto tra il danno osservato e quello simulato numericamente tramite le analisi dinamiche nonlineari.

Le proprietà dei materiali sono state quindi determinate partendo dai valori minimi proposti nella Circolare, per la tipologia "muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo". Sempre la Circolare, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti, consiglia di applicare ai valori proposti nella Tabella C8.5.I un coefficiente riduttivo pari a 0.7 alle resistenze e 0.8 ai moduli elastici. Seguendo tale indicazione e considerate le specifiche caratteristiche della muratura e della malta in esame (sulla base di quanto illustrato al §2.3), si è deciso di assumere i seguenti parametri meccanici:

- resistenze dei maschi murari pari ai valori minimi moltiplicati per 0.7 al fine di considerare la scarsa qualità della malta (in ragione della sua bassa aderenza agli elementi riscontrata direttamente in situ);
- resistenze delle fasce murarie analoghe a quelle dei maschi;
- moduli elastici normale e tangenziale della muratura pari ai valori medi;
- densità della muratura lievemente inferiore al valore proposto dalla Circolare per tenere in considerazione la presenza di giunti di malta di spessore elevato.

Inoltre, il confronto fra la localizzazione del danno previsto dall'analisi inversa di calibrazione descritta al §3.2.3 e quella osservata in situ, hanno suggerito che possano avere giocato un ruolo sulla risposta anche la variabilità spaziale dei parametri meccanici e un diverso livello di compressione agente nella muratura al piano terra e al piano primo. A questo riguardo è opportuno richiamare che la muratura in oggetto non ha il carattere di regolarità da suggerire l'impiego di criteri di resistenza a taglio basati sull'uso del coefficiente d'attrito e della coesione (come ad esempio il criterio di Mann e Müller 1980, equazione C8.7.1.17 della Circolare [2]). Pertanto nelle analisi, come suggerito dalla Circolare, è stato adottato il criterio di Turnšek e Čačovič (1970) (equazione C8.7.1.16). Tuttavia le lesioni diagonali nei maschi murari si sono sviluppate nella maggior parte dei casi lungo i giunti (Figura 11) e sembrano quindi aver risentito dello stato di compressione più di quanto previsto dal criterio adottato. Per tale ragione la resistenza a taglio ( $\tau_0$ ) dei soli maschi al livello superiore dell'edificio è stata assunta pari al valore minimo suggerito moltiplicato per 0.5.

In sintesi, i valori assunti sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1. Parametri meccanici associati alla tipologia muraria presente nell'edificio

Tipologia di muratura	$f_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>3</sup> ]
Maschi murari Piano terra	1.4	0.0245	1230	410	19
Maschi murari Piano primo	1.4	0.0175	1230	410	19
Fasce murarie	1.4	0.0245	1230	410	19

Per la definizione del peso proprio degli elementi strutturali dei solai ( $G_1$ ), i valori di riferimento sono stati desunti dalla manualistica dell'epoca e corroborati da un'analisi dei carichi di dettaglio, basata anche sui dati della stratigrafia dei solai ricavata dai video della fase di demolizione dell'edificio.

Per il solaio tra piano terra e piano primo, costituito da travetti e voltine, si è assunto un peso proprio pari a  $2.50 \text{ kN/m}^2$  [3]. Per quanto riguarda il solaio tra piano primo e sottotetto nonché la copertura, realizzati con pignatte armate, è stato assunto un peso proprio pari a  $1.75 \text{ kN/m}^2$  [4].

Il carico permanente non strutturale ( $G_2$ ) per i solai piano terra-piano primo e piano primo-sottotetto è stato assunto pari a  $1.00 \text{ kN/m}^2$ , per tenere in conto intonaco e pavimentazione, pari invece a  $1.25 \text{ kN/m}^2$  per la copertura, al fine di considerare la malta di allettamento e le tegole. Il carico variabile ( $Q_k$ ) è stato assunto pari a  $3.00 \text{ kN/m}^2$ , con un coefficiente di combinazione  $\psi_2$  pari a 0.6. In copertura  $\psi_2$  vale 0, poiché il sito ha altitudine inferiore a 1000 m sul livello del mare.

In Tabella 2 si riassumono i valori adottati.

*Tabella 2. Analisi dei carichi ipotizzata sui solai*

<b>Solaio</b>	<b><math>G_1</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>G_2</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>Q_k</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>
Solaio primo livello – voltine in muratura e travetti	2.50	1.00	1.80
Solaio secondo livello – pignatte armate	1.75	1.00	1.80
Solaio di copertura – pignatte armate	1.75	1.25	0.00

### 3 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

Nel seguente capitolo si illustrano la procedura di calcolo e le ipotesi assunte per la valutazione della vulnerabilità sismica del sistema strutturale e per determinare l'indice di rischio  $\zeta_E$  definito nelle NTC2018 [1] come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura (capacità comunemente espressa attraverso l'accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento che può essere sostenuta dalla struttura,  $PGA_C$ ) e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione (domanda espressa attraverso l'accelerazione orizzontale massima di progetto sul sito di riferimento,  $PGA_D$ ). L'intero processo ha riguardato le seguenti fasi di seguito dettagliate:

- Definizione dei parametri di pericolosità sismica di sito;
- Modellazione numerica della struttura;
- Analisi strutturale;
- Verifiche allo SLD e allo SLV nello stato di fatto;
- Calcolo della classe di rischio sismico.

#### 3.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO

##### 3.1.1 Azione sismica di progetto

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si fa riferimento a quanto indicato nelle NTC2018 al capitolo 3.2 [1]. Per la determinazione del periodo di riferimento  $V_R$ , necessario per valutare le azioni sismiche, si considera la vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni ed il coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1.5, essendo l'edificio oggetto di studio ad uso scolastico, rientrando quindi all'interno della Classe d'uso III.

Per quanto riguarda le caratteristiche del sito, la categoria di sottosuolo è la B e la superficie topografica  $T_1$ . In Tabella 3 si riportano in sintesi i parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica di progetto allo SLV, il cui spettro di progetto è mostrato in Figura 18.

Tabella 3. Parametri di caratterizzazione dell'azione sismica di progetto

Vita nominale - $V_N$	50 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso - $C_U$	1.5
Periodo di riferimento - $V_R$	75 anni
$a_g/g$ (SLV)	0.244 ( $T_R = 712$ anni)
$F_0$ (SLV)	2.51
$T_C^*$ (SLV)	0.34 s
$C_C$ (SLV)	1.365
Categoria di sottosuolo	B
Superficie topografica	$T_1$
$S_S$ (SLV)	1.19
$S_T$	1.00

### 3.1.2 Ulteriori dati impiegati nell'analisi inversa finalizzata alla calibrazione dei parametri meccanici

Questo paragrafo chiarisce come è stata definita l'azione sismica, in termini di accelerogrammi, impiegata ai fini dell'analisi di calibrazione inversa discussa al § 3.2.3 e basata sull'esecuzione di analisi dinamiche nonlineari.

La scuola non aveva un sistema di monitoraggio permanente, pertanto non si disponeva di una registrazione alla base dell'edificio, né sono presenti nel comune di Caldarola stazioni accelerometriche da impiegarsi a tale scopo. In via sostitutiva approssimata, e in alternativa ad uno studio *ad hoc* di propagazione, è stata assunta la stazione della rete nazionale INGV più vicina, quella del Monte Daria (MDAR) distante dalla scuola 8.8 km e situata su un terreno stimato di classe B (Figura 15). Tra le registrazioni disponibili, è stata selezionata la sola registrazione del 26 Ottobre 2016, E2, ossia quella più severa in termini di intensità per la scuola e quella a partire dalla quale sono stati registrati i danni più significativi sulla struttura.

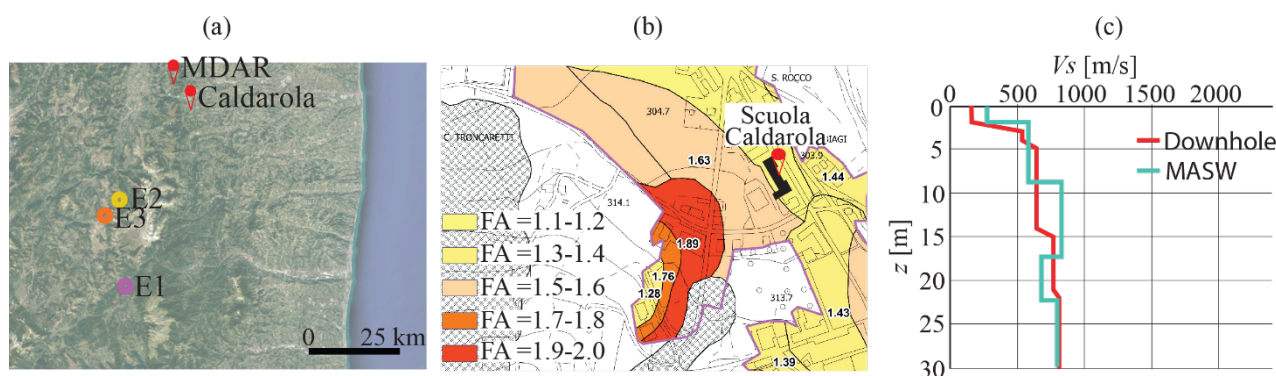


Figura 15. Localizzazione dei principali eventi della sequenza sismica del 2016 e della stazione sismica più vicina (a), mappa della microzonazione di III livello del comune di Caldarola (b) e profilo della Vs misurata dal test DH e MASW (c)

L'intensità della registrazione (in termini di accelerazione massima, PGA – Peak Ground Acceleration) è stata poi riscalata (amplificata), in funzione della distanza dall'epicentro, sulla base di due leggi di attenuazione: quella in Boomer et al. 2003 [5] e quella in Sabetta e Pugliese 1996 [6].

In particolare, la prima risulta:

$$\text{Log } y = -1.482 + 0.264M - 0.883 \text{Log} \sqrt{r^2 + 2.473^2} + 0.117S_A + 0.101S_S - 0.088F_N - 0.021F_R \quad (1)$$

in cui: sono già sostituiti i valori delle costanti per il caso in cui la misura di intensità  $y$  sia la PGA misurata in  $g$ ;  $M$  è la magnitudo pari a 5.9;  $r$  la distanza tra l'epicentro e la scuola (25.6 km) o l'epicentro e la stazione di registrazione (31.6 km);  $S_A$  risulta pari a 1 per terreni rigidi, altrimenti 0;  $S_S$  risulta pari a 0 per terreni rigidi, altrimenti 1;  $F_N$  risulta pari a 1 per faglie normali, altrimenti 0;  $F_R$  risulta pari a 1 per terremoti per faglie inverse, altrimenti 0.

Inoltre, secondo la proposta di Sabetta e Pugliese (1996) [6] risulta:

$$\text{Log } y = -2.637 + 0.443M - \text{Log} \sqrt{r^2 + 4.1^2} + 0.209S_1 \quad (2)$$

in cui:  $r$  è la distanza tra l'epicentro e la scuola o l'epicentro e la stazione di registrazione;  $S_1$  si riferisce alla classificazione del sito, pari a 1 per terreni alluvionali superficiali e altrimenti 0. L'applicazione delle due espressioni porta ad un coefficiente amplificativo pari a 1.20 per la prima legge e 1.25 per la seconda. Si è quindi adottato un fattore intermedio 1.23 tramite cui sono state riscalate le due componenti orizzontali del segnale.

Ai fini della caratterizzazione del sottosuolo della scuola di Caldarola, sono disponibili i seguenti dati (Figura 15b e c): i risultati di una prova MASW e di una prova DownHole; tutte le tavole e i dati degli studi di Microzonazione di III livello (MZ3). Da queste prove è stato possibile fare delle assunzioni sulla stratigrafia e sui parametri caratterizzanti il terreno tra cui la densità, il coefficiente di Poisson, la velocità delle onde secondarie ( $V_{s,30}$ ). La  $V_{s,30}$  è stimabile tra 650-730 m/s, confermando la classificazione del terreno secondo classe B (NTC2018 [1]), con valori vicini alla classe superiore.

Il primo strato, spesso circa 3 m e dove sono poste le fondazioni della scuola, ha però una velocità molto più bassa, stimata intorno a 190 m/s. Per questo motivo si è voluto indagare se la scuola fosse stata soggetta ad amplificazioni di sito dovute a uno strato di terreno superficiale con qualità inferiori rispetto alla sottostante stratigrafia.

Al fine di tali approfondimenti, in via semplificata, è stato assunto il terreno posto al di sotto della stazione accelerometrica MDAR rigido e quindi rappresentativo di una registrazione al basamento roccioso privo di amplificazioni rilevanti. Questa assunzione, ancorché ragionevole, è approssimata non essendo disponibile il valore esatto  $V_{s,30}$  del terreno della stazione accelerometrica.

Le analisi dinamiche non lineari sono state poi eseguite considerando sia i segnali originali registrati dalla stazione MDAR, riscaldati esclusivamente del fattore dato dalle leggi di attenuazione, sia questi ultimi amplificati per tenere conto dei fenomeni di risposta sismica locale, inclusivi degli effetti derivanti dalla stratigrafia sottostante la scuola.

Per valutare gli effetti di amplificazione associati a questi ultimi effetti, è stato costruito un modello di sottosuolo usando il programma STRATA [7] e sono state eseguite analisi parametriche elastiche lineari al variare delle proprietà e delle altezze dei singoli strati.

In particolare, sono state considerate le seguenti alternative:

- variazione dell'altezza del basamento roccioso da 40 m, stimati dalla prova DownHole, a 50 m;
- valori di rigidezza del basamento roccioso compresi tra 800 e 1500 m/s (1200 m/s stimata dalle prove disponibili più vicine alla scuola);
- smorzamento del basamento roccioso variabile tra 0.5 e 2%;
- valori di rigidezza dello strato più profondo da 700 a 800 m/s (stimato dalle prove disponibili più vicine alla scuola);
- valori della velocità dello strato più superficiale da 192 (stimato) a 597 m/s;
- variazione dell'altezza dello strato superficiale da 3 m (stimati) a 8 m.

Inoltre, è stata valutata la presenza di una lente di ghiaie eterometriche dalla profondità di 14 m a quella di 17 m dal piano campagna, studiando tre scenari: l'assenza delle stesse; la presenza delle ghiaie con comportamento simulato alternativamente tramite le curve di Stokoe 2004 [8] o quelle di Kokusho e Tanaka1994 [9].

Le alternative considerate sono tutte compatibili con la variabilità dei parametri ottenuta dalle prove Down-Hole e MASW. I parametri di partenza di modellazione del sottosuolo sono riportati in Tabella 4.

Tabella 4: Caratterizzazione della stratigrafia con i valori di partenza ottenuti dalla Down Hole

	Z [m]	$V_s$ [m/s]	$\nu$ [-]	$\Upsilon$ [kN/m <sup>3</sup> ]	D0 [%]	Curve [10]
SG1	3	192	0.36	19	2	$s'c = 52$ kPa
G	11	597	0.39	19	2	$s'c = 52$ kPa
G	26	801	0.38	19	2	$s'c = 207$ kPa

In Figura 16 sono riportate le stratigrafie alternative considerate. Ogni variabile è stata fatta variare una alla volta per valutare i risultati ottenuti dal singolo parametro considerato poi deterministico nel caso successivo.

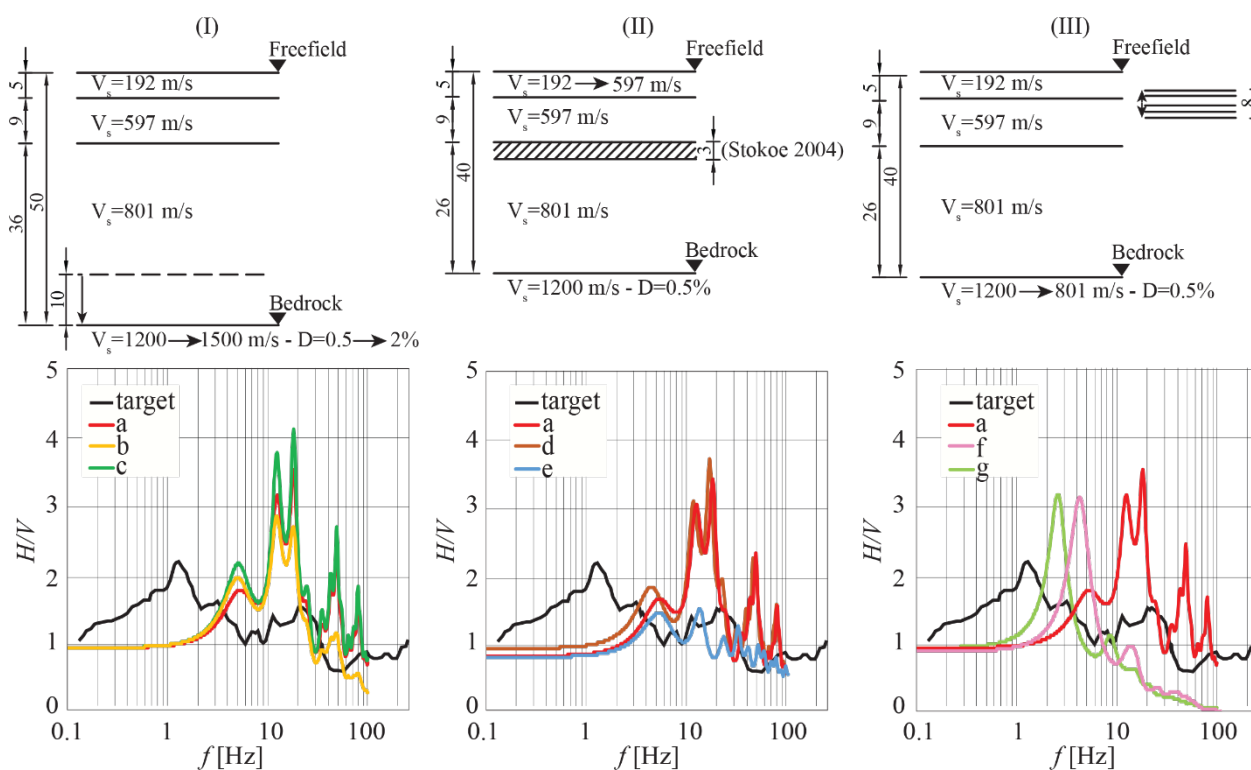


Figura 16. Variazione della stratigrafia al variare di altezza e rigidezza del basamento roccioso (a), variazione altezza e rigidezza del strato superficiale (b), valutazione presenza ghiaie eterometriche (c)

In Figura 16 sono poi riportate le amplificazioni ottenute in termini di rapporto spettrale H/V (rapporto della componente orizzontale su quella verticale) al variare della frequenza del terreno. In nero è riportato il risultato della prova MASW e con i colori i risultati dei diversi modelli di sottosuolo.

Si può osservare come la presenza delle ghiaie non contribuisca a significative variazioni sul risultato in termini di spettro: si è quindi considerata l'ipotesi di stratigrafia senza le ghiaie eterometriche.

Un aumento della rigidezza dello strato superficiale (linea blu in Figura 16 e Figura 17b) comporta un maggior abbattimento dell'amplificazione per tutte le frequenze, mentre una sua maggiore altezza (linea verde chiaro in Figura 16 e Figura 17b) comporta un'amplificazione maggiore alle basse frequenze. Entrambe le simulazioni forniscono risultati più rispondenti a quelli attesi, ma sono meno coerenti con i dati delle prove in situ. Per questo motivo si è ritenuto più coerente usare valori più vicini ai dati sperimentali della caratterizzazione della stratigrafia che fornissero ugualmente un buon risultato. La Figura 17b riporta infine

l'effetto in termini di spettro di risposta in accelerazione della propagazione del segnale della registrazione MDAR con le varie ipotesi di stratigrafia, considerando le varie ipotesi ricapitolate in Figura 17a.

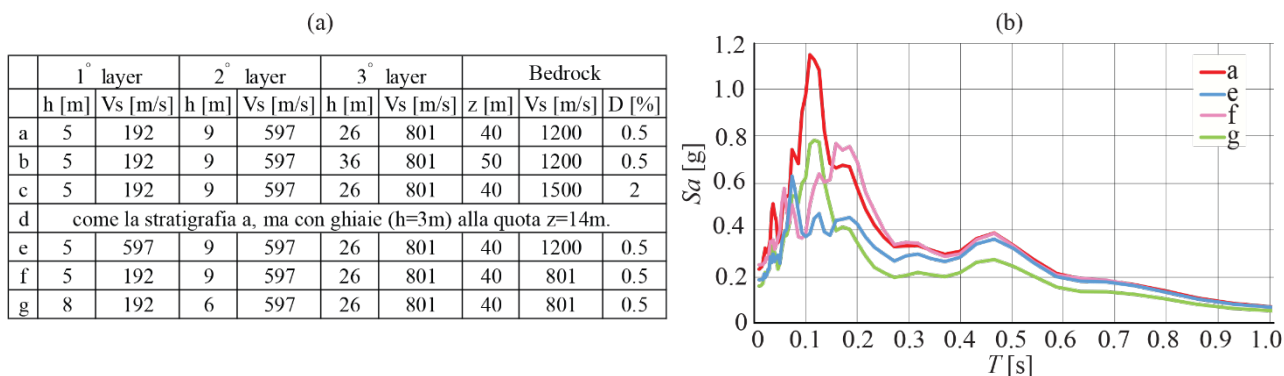


Figura 17. Confronti tra i rapporti spettrali sperimentali e numerici (b) e stratigrafia finale (a)

Sulla base di tali risultati si è deciso di adottare la stratigrafia con le caratteristiche “f”. Con questa ipotesi di sottosuolo e adottate le relative curve di decadimento dei terreni, è stata ri-eseguita l’analisi di Risposta Sismica Locale con il programma Strata considerando i segnali registrati nella stazione MDAR questa volta riscalati del fattore 1.23. Il risultato di queste analisi corrisponde ai segnali da impiegare come rappresentativi del campo libero nell’input delle Analisi Dinamiche Non Lineari. La Figura 18 riporta gli spettri di accelerazione di tali segnali in campo libero a confronto con lo spettro secondo NTC2018 [1] su categoria di sottosuolo B, introdotto al §3.1.1.

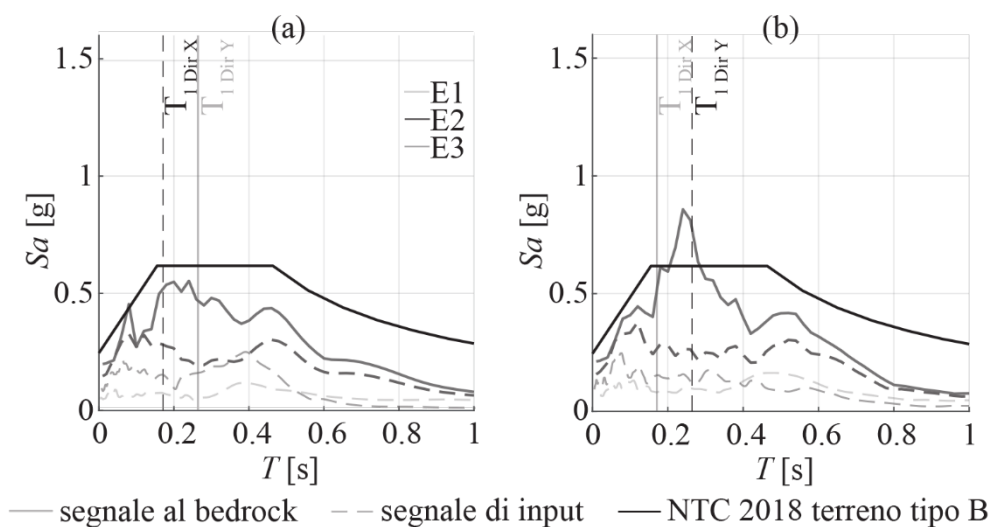


Figura 18. Spettri di risposta definiti per il caso studio rispettivamente in direzione X (a) e in direzione Y (b)



## 3.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 3.2.1 Modello adottato per l'analisi dei meccanismi locali

I meccanismi locali possono attivarsi unicamente se è scongiurata la disgregazione della muratura. L'osservazione dei danneggiamenti nella scuola di Caladarola ha mostrato la necessità di evitare una separazione dei paramenti, modalità di risposta per la quale non esistono modelli di calcolo robusti, considerata la sensibilità a caratteristiche geometriche locali dell'apparecchio. Conseguentemente, considerata la buona qualità dei singoli paramenti, si propone fuori calcolo un preliminare intervento di collegamento mediante tirantini metallici ovvero l'esecuzione di più estesi interventi descritti nel § 5.2.

Lo studio sui meccanismi locali richiede necessariamente la definizione dei cinematismi attivabili e di alcuni parametri di input validi per ogni macroelemento. Tali parametri sono indispensabili per rendere la valutazione dei cinematismi omogenea e conforme per ogni elemento strutturale.

È stato considerato un meccanismo di ribaltamento semplice della facciata, valutato per due diverse configurazioni:

1. Facciata libera con cerniera allo spiccatto
2. Facciata libera con cerniera sul solaio tra piano terra e piano primo

Un fondamentale passo nella modellazione degli schemi di calcolo è quello della definizione delle azioni da applicare ai macroelementi. Per quanto riguarda i meccanismi scelti è stato deciso di assumere come carichi applicati al macroelemento,  $P_k$ , quelli derivanti dal peso proprio, dai solai orditi ortogonalmente alla parete (per metà della luce) e della copertura. Per quanto riguarda le forze peso non gravanti sull'elemento,  $Q_k$ , è stato deciso di assumere una quota dei solai orditi parallelamente alla parete (in maniera convenzionale una striscia di 2 m). Allo scopo di illustrare il criterio utilizzato, viene riportata l'individuazione delle porzioni di orizzontamento rilevanti per la verifica della parete 2 (Figura 19) nella configurazione 1, ovvero della facciata verso la scala antincendio con cerniera allo spiccatto (Figura 20).

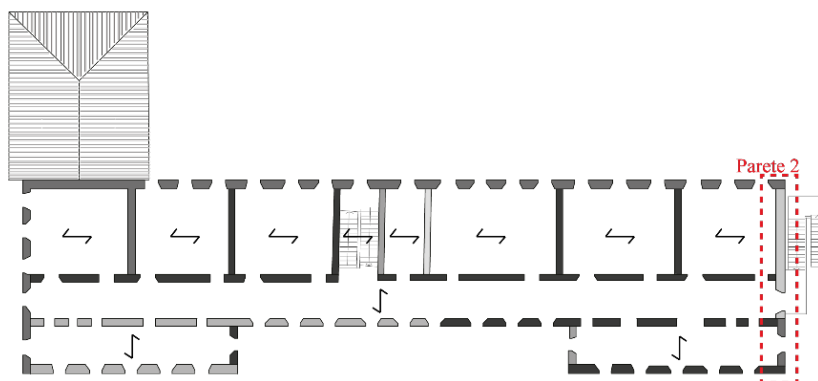


Figura 19: Individuazione della parete 2

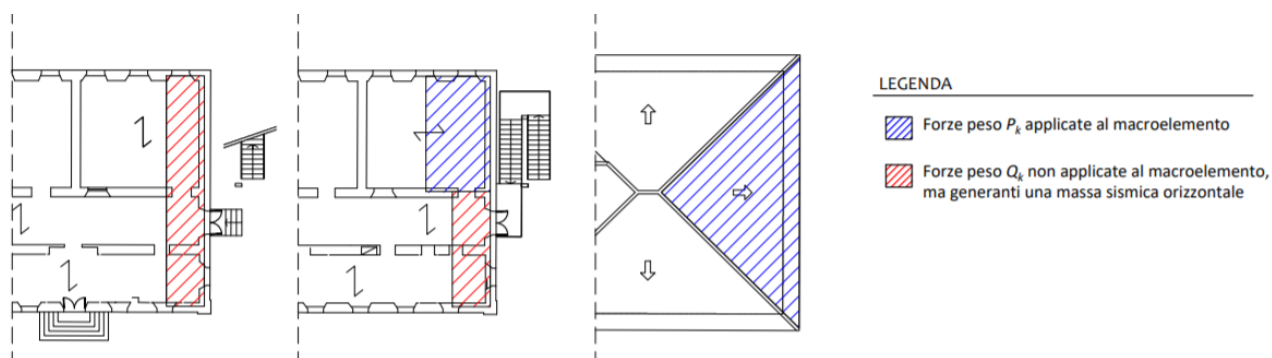


Figura 20: Definizione delle azioni per la parete 2

Un ulteriore dato, necessario per definire adeguatamente il cinematismo, è la posizione dei punti di applicazione delle forze. A tal fine, sulla base di quanto osservato a seguito dei danneggiamenti, si è deciso di applicare la forza di gravità trasmessa dai solai orditi ortogonalmente alla facciata al centro del solo paramento interno. Le forze sismiche trasmesse dai solai sono applicate alla quota degli stessi. La copertura è invece considerata poggiata su entrambi i paramenti e quindi la corrispondente forza di gravità è applicata al centro della parete. In Figura 21 si riportano gli schemi statici per le due configurazioni.

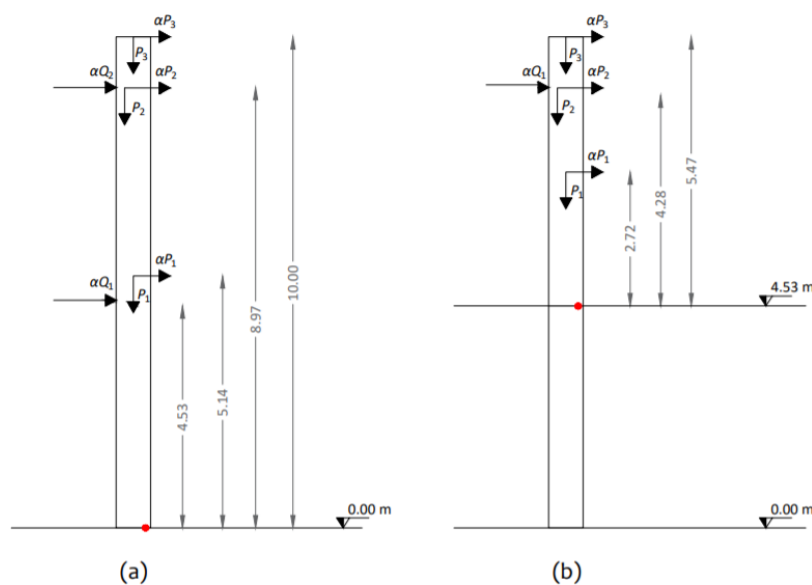


Figura 21: Modelli di calcolo per configurazione: (a) 1; (b) 2ra

Il baricentro del macroelemento, punto di applicazione del peso proprio, è stato determinato tramite un semplice modello 3D, utile anche alla definizione del volume e quindi del peso proprio dell'elemento, come mostrato in Figura 22 per la parete 2.

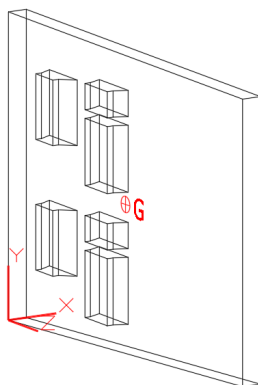


Figura 22: Modello 3D per determinazione delle proprietà geometriche

Infine, per tutte le configurazioni, è stata rimossa l'ipotesi di resistenza a compressione infinita, con conseguente arretramento della cerniera. Questo arretramento viene però differenziato tra le analisi lineari e quelle non lineari in virtù dei differenti valori assunti dal coefficiente parziale di sicurezza del materiale,  $\gamma_m$ .

### 3.2.2 Modello adottato per l'analisi della risposta globale

Per l'analisi della risposta globale del caso studio è stato elaborato un modello a telaio equivalente della struttura attraverso il software commerciale 3Muri distribuito dalla S.T.A Data (2012), che si basa sul solutore della versione di ricerca TREMURI [11] [12], sviluppato presso l'Università degli Studi di Genova a partire dal 2001. Come noto, l'approccio a telaio equivalente è esplicitamente previsto nelle NTC2018 [1, 2], nel caso di edifici ordinari.

In accordo con i principi della modellazione a telaio equivalente, che si ispira ad una concezione scatolare della struttura in muratura, la struttura portante è identificata dalle pareti murarie e dai diaframmi orizzontali (volte in muratura o solai lignei, metallici o in calcestruzzo armato). Le pareti sono propriamente gli elementi portanti, mentre i diaframmi orizzontali, oltre a trasferire i carichi gravitazionali sulle pareti, sono considerati come elementi di collegamento e irrigidimento, da cui dipende la distribuzione delle azioni sismiche inerziali orizzontali fra le varie pareti. Il ruolo degli orizzontamenti è rilevante, in particolare quando nell'edificio sono presenti allineamenti murari di rigidezza e resistenza diverse. Il comportamento flessionale locale dei solai e la risposta fuori piano delle pareti non sono considerati in questo modello, che analizza la risposta globale dell'edificio governata dal comportamento nel piano delle pareti. Secondo la rappresentazione a telaio, ipotizzando un comportamento delle pareti nel piano, ciascuna parete dell'edificio è suddivisa in maschi (pannelli murari) e fasce (travi di collegamento in muratura), collegati da porzioni rigide (nodi). L'osservazione dei danni dovuti al sisma mostra, infatti, che solo raramente (nel caso di geometria molto irregolare o aperture molto ridotte) si riscontrano danneggiamenti nei nodi, la cui deformazione può essere considerata trascurabile rispetto a quella degli altri elementi (maschi e fasce) in essi convergenti; questo è vero in particolare nella fase non lineare del comportamento degli elementi (è questa la ragione per la quale non ci si può aspettare da un modello a telaio equivalente una perfetta aderenza alla risposta elastica, derivata da un'identificazione dinamica modale).

L'idealizzazione in telaio equivalente delle pareti murarie può essere eseguita riferendosi a diverse regole di natura sostanzialmente empirica e che si ispirano all'osservazione sistematica del danno. Nel caso specifico sono state assunte a riferimento le regole proposte in Lagomarsino et al. (2013) [12] e implementate nel software 3Muri. Il confronto con il danno osservato in strutture reali, anche in occasione della sequenza sismica in Centro Italia nel 2016 ([13], [14]) fra le quali la stessa scuola di Caldarola, ha confermato

l'attendibilità di tali regole nel caso di pareti con disposizione regolare delle aperture. Per tale ragione nel caso in esame è stato ritenuto sufficiente adottare tali regole, senza eseguire un'analisi di sensibilità al variare di soluzioni alternative per l'idealizzazione in telaio equivalente delle pareti.

Di seguito si riporta la vista 3D del modello strutturale e, a titolo di esempio, la schematizzazione a telaio equivalente di alcune pareti (Figura 23).

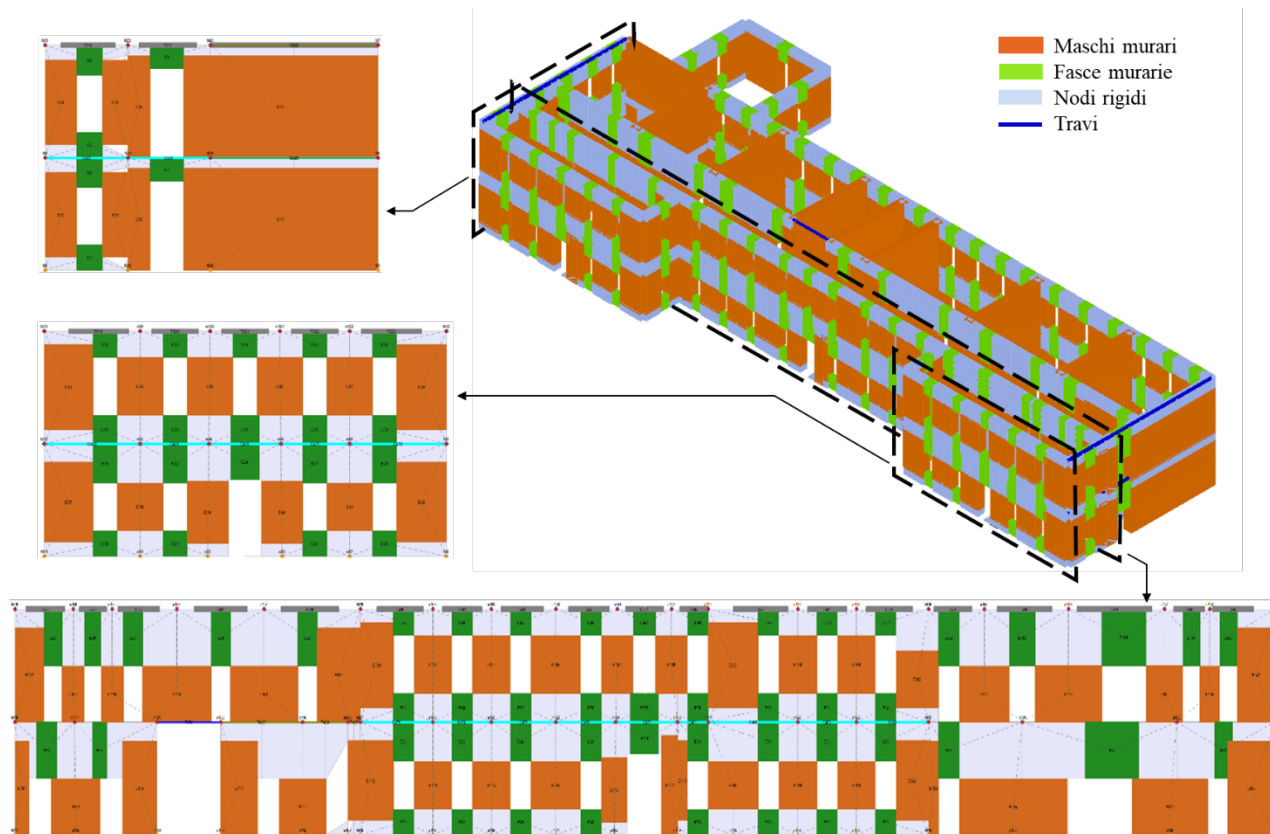


Figura 23. Vista assometrica del modello ed esempi di pareti con schematizzazione a telaio equivalente, software 3Muri

Gli elementi in muratura, coerentemente con quanto proposto nelle NTC2018 al Paragrafo 7.8.1.5.4 [1], sono modellati come elementi trave non lineare (nello specifico caratterizzati da sei gradi di libertà con un legame a resistenza limitata e degrado della rigidità in fase non lineare).

Nelle verifiche allo stato di fatto di fatto e di progetto dell'edificio è stato adottato: un legame bilineare secondo NTC2018 [1] per i maschi; e un legame multilineare con resistenza residua in corrispondenza di una prima soglia di drift per le fasce (come proposto nella Circolare [2]). Viceversa, ai fini delle analisi dinamiche nonlineari illustrate al § 3.2.3 è stato impiegato sia per i maschi che per le fasce un legame più accurato multilineare (come quello raccomandato ad esempio nel documento CNR DT 212 2013 [15]) comprensivo di una risposta isteretica capace di cogliere le diverse caratteristiche dissipative dei meccanismi a taglio e a pressoflessione.

In entrambi i casi la resistenza dei maschi murari è calcolata secondo le espressioni riportate: al 7.8.2.2.1 delle NTC2018 [1] nel caso del meccanismo a pressoflessione (equazione 7.8.2); al capitolo C8.7.1 della Circolare [2] nel caso del meccanismo a taglio per fessurazione diagonale (equazione C8.7.1.16). Per l'applicazione di entrambe le espressioni sono stati usati i parametri definiti al § 2.5 (per le analisi nello stato di fatto).

Nel caso delle fasce murarie, sono stati assunti i criteri proposti al 7.8.2.2.4 delle NTC2018 [1], che assumono la possibilità di sviluppare un meccanismo a puntone nella fascia in presenza di altri elementi resistenti a trazione accoppiati alla fascia (equazioni 7.8.4 e 7.8.5). Tale assunzione è giustificata dai dettagli costruttivi presenti, ossia i profili metallici nel prospetto retrostante e i cordoli in calcestruzzo armato.

La condizione di collasso dell'elemento è definita, nel caso di legame secondo NTC2018 [1], in funzione della soglia assunta per il drift limite, differenziata per le risposte a taglio e a pressoflessione:

- nello stato di fatto (in Figura 24 e in Tabella 5): per i maschi è stato assunto un valore limite pari a 0.0025 per il meccanismo a taglio per fessurazione diagonale e pari a 0.0050 per il meccanismo a pressoflessione; per le fasce è stato assunto un valore limite pari a 0.0150 in corrispondenza del quale mantiene una resistenza residua pari al 60% di quella massima, fino al valore ultimo di drift pari a 0.0200. Nel caso delle fasce, i valori limite di drift assunti sono coerenti con quelli suggeriti nella Circolare [2] in presenza di elementi resistenti a trazione accoppiati alle fasce. Nel caso dei maschi, i valori limite assunti sono pari alla metà di quelli proposti nella Circolare [2] per le murature irregolari. Al riguardo, si richiama come la Circolare stessa suggerisca di adottare valori ridotti, ad esempio in presenza di blocchi forati. Nel caso in esame tale scelta non è meramente prudentiale ma è motivata dai risultati della calibrazione inversa basata su analisi dinamiche nonlineari che suggeriscono un comportamento a taglio piuttosto fragile di questa specifica muratura (caratterizzata da una malta piuttosto scadente e con poca aderenza agli elementi lapidei). Per analogia, si è deciso di ridurre anche i parametri relativi alla modalità di collasso per pressoflessione.
- nello stato di progetto: per i maschi sono stati assunti i valori di drift limite proposti in NTC2018 [1] e Circolare [2], ossia pari a 0.0050 per il meccanismo a taglio per fessurazione diagonale e pari a 0.0100 per il meccanismo a pressoflessione. Tali assunzioni sono giustificate al § 5.2, in ragione degli interventi prospettati. Per le fasce sono stati mantenuti i valori già richiamati.

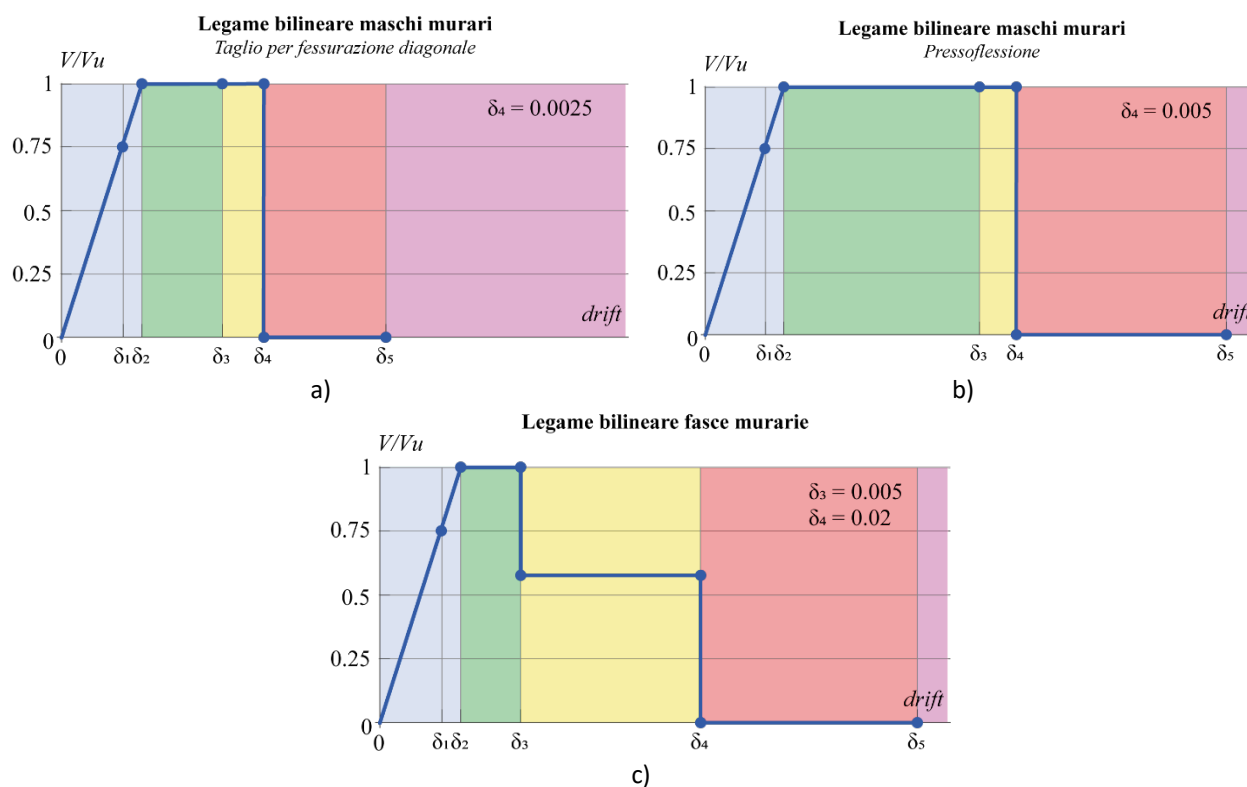


Figura 24. Legame bilineare secondo NTC2018 utilizzato per l'analisi dello stato di fatto rispettivamente per i maschi murari a taglio (a) e a pressoflessione (b) e per le fasce murarie (c)

Tabella 5. Soglie drift utilizzate per definire i legami bilineari dei maschi e delle fasce

Soglie drift definite per stato di fatto		
	Maschi murari	Fasce murarie
$\delta_{3, \text{Taglio}}$	$0.75 * \delta_{4, \text{Taglio}}$	0.0050
$\delta_{3, \text{Pressoflessione}}$	$0.75 * \delta_{4, \text{Pressoflessione}}$	
$\delta_{4, \text{Taglio}}$	0.0025	0.0200
$\delta_{4, \text{Pressoflessione}}$	0.0050	

Per quanto riguarda le strutture orizzontali, i solai sono modellati come elementi finiti piani ortotropi con comportamento a membrana, a 3 o 4 nodi (con due gradi di libertà per ciascun nodo). Assegnato uno spessore alla lastra, in funzione della direzione principale di orditura sono definiti il modulo di Young  $E_1$ , quello nella direzione perpendicolare  $E_2$ , il coefficiente di Poisson  $\nu$  ed il modulo di taglio  $G_{12}$ . Le grandezze  $E_1$  e  $E_2$  simulano pertanto il collegamento che il solaio esercita tra le pareti della relativa direzione;  $G_{12}$  rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel piano, che governa la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti. L'elemento finito di riferimento considerato è quindi un elemento piano in stato piano di tensione. La tabella seguente riassume i valori adottati.

Tabella 6. Parametri meccanici associati alle tipologie di orizzontamenti presenti nell'edificio

Solaio	$S_{eq}$ [m]	$E_1$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_2$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G_{12}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$ [-]
Solaio piano terra – piano primo livello, voltine in muratura e travetti	40	26 368	23 625	10 817	0.0
Solaio piano primo – sottotetto, latero-cemento	40	49 000	25 000	10 417	0.2

Infine, la copertura a falde dell'edificio non è stata modellata esplicitamente, ma è stato tenuto debitamente in conto il suo carico equivalente applicandolo sul solaio sottostante. In questo modo le masse sismiche considerate nel modello sono corrette.

### 3.2.3 Analisi preliminari per la calibrazione dei parametri meccanici della muratura adottati nello stato di fatto

Come anticipato, ai fini della calibrazione dei parametri meccanici della muratura adottati nello stato di fatto (§ 2.5) sono state eseguite delle analisi dinamiche nonlineari con l'obiettivo di definire un modello numerico la cui risposta sismica fosse il più coerente possibile con quella effettiva attivata in occasione dell'evento sismico che ha colpito il Centro Italia nel 2016.

Tale calibrazione ha in particolare riguardato la sola analisi della risposta globale attraverso il modello a telaio equivalente. I parametri di resistenza definiti a valle di tale processo sono stati poi assunti in maniera coerente, ove necessario, anche per l'analisi dei meccanismi locali.

In particolare, è stata approfondita la sensibilità della risposta globale ad alcune variabili sulle quali vi era maggiore incertezza, tra cui:

- Resistenze della muratura;
- Legame costitutivo dei maschi e delle fasce in termini di soglie di drift e cadute di resistenza per simulare un comportamento più o meno fragile della muratura;

- Percentuale di scarico dei solai differenziate in funzione della campitura dei solai stessi;
- Efficacia del cordolo in calcestruzzo armato posto al livello della copertura;
- Variazione dell'applicazione delle componenti NS e EO del segnale di input alternativamente nelle direzioni X e Y dell'edificio.

Per ciascuna delle analisi eseguite al variare delle incertezze considerate si è svolto un confronto con la risposta reale in termini di severità, estensione e localizzazione del danno occorso. A tal fine, i dati relativi al danno reale osservato sono stati sintetizzati in termini di rapporto dell'area della somma dei maschi che hanno raggiunto un determinato livello di danno sull'area totale dei maschi murari. In particolare, relativamente alla risposta reale risulta che: il 59% dei maschi murari ha raggiunto un livello di danno 2 (insorgere di lesioni estese), il 31% ha raggiunto un livello di danno 3 (aggravamento delle lesioni nel diventare passanti, con insorgere della fase di softening della risposta dei pannelli), il 10% un livello di danno 4 (aggravamento delle lesioni con significativa apertura delle stesse) e infine il 6% dei maschi murari ha invece raggiunto un livello di danno 5 (collasso completo dell'elemento).

In Figura 25 sono riportate tali percentuali, ulteriormente suddivise per i maschi in direzione X e Y. Si richiama che il danno occorso si è concentrato principalmente al secondo livello (Figura 13 e Figura 14).

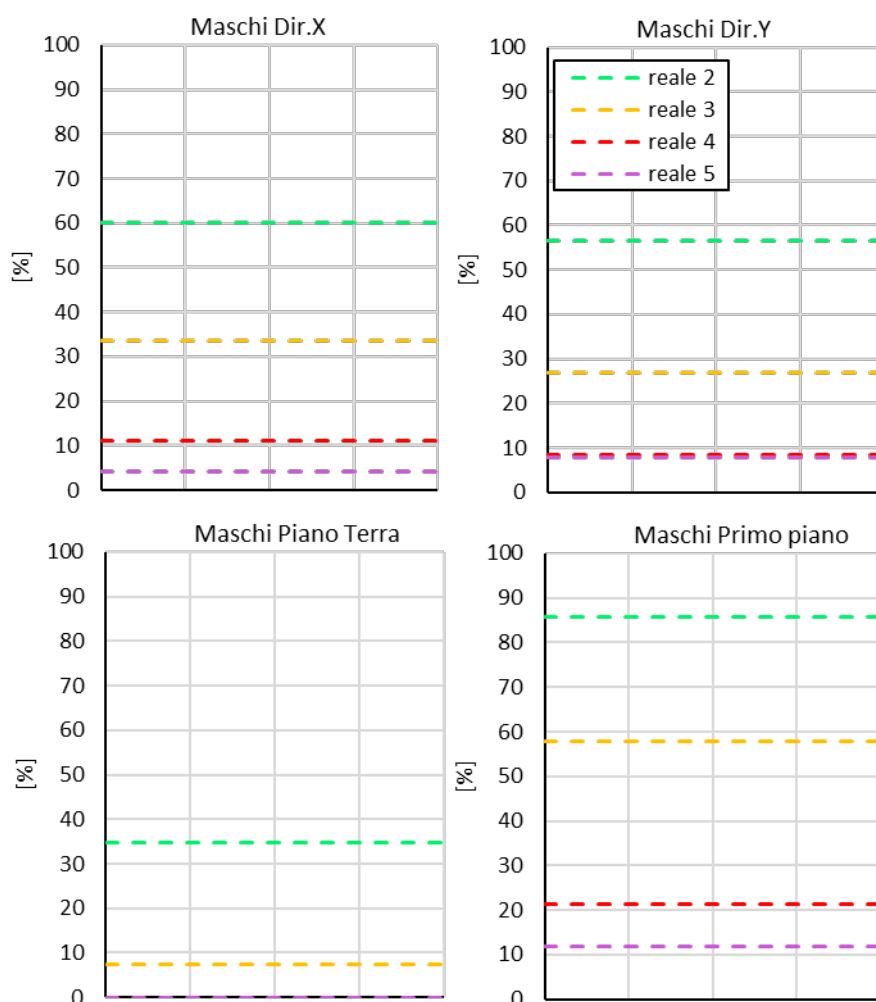


Figura 25. Danno reale osservato, distinto per le due direzioni principali e per i due livelli dell'edificio, calcolato quale rapporto fra aree dei maschi murari

Il miglior accordo tra il danno simulato dal modello numerico e il danno reale occorso si è ottenuto agendo principalmente sulle resistenze della muratura e sulla “fragilità” della fase di softening del legame costitutivo.

La figura seguente illustra il legame multilineare adottato per descrivere la risposta a taglio e pressoflessione dei maschi murari e quella delle fasce, oltre che la risposta isteretica. Il legame impiegato a base fenomenologica, per la cui formulazione più dettagliata si rimanda a Lagomarsino e Cattari 2013 [12] e Cattari et al. 2018 [16], consente di differenziare in input i parametri adottati per simulare la risposta isteretica nel caso dei maschi e delle fasce e delle diverse modalità di danno. Questo al fine di riprodurre le caratteristiche più ricorrenti evidenziate dalle campagne sperimentali, con un comportamento più dissipativo nel caso della risposta a taglio e di tipo “flag shape” nel caso della pressoflessione.

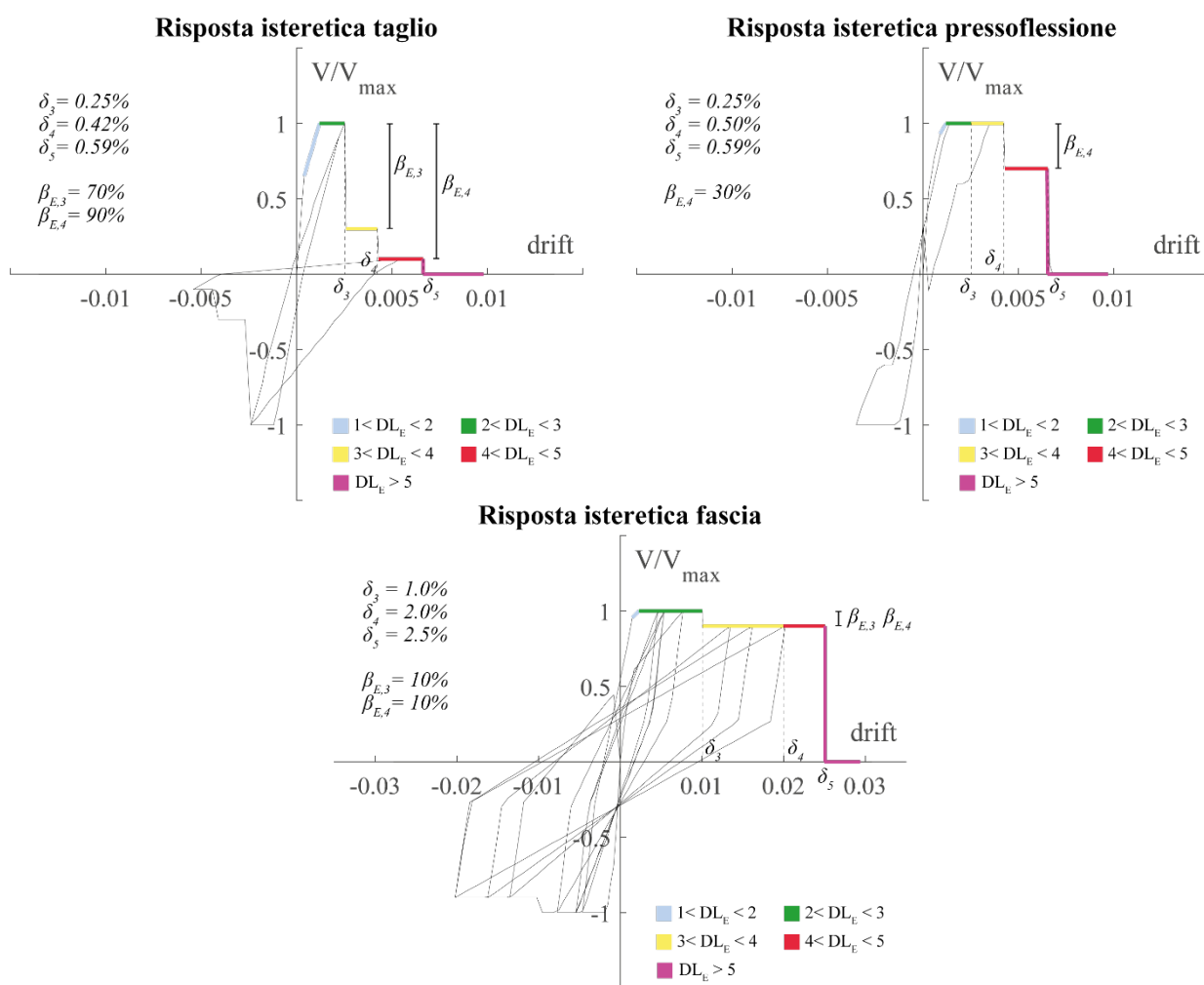


Figura 26. Legame costitutivo adottato per le analisi dinamiche nonlineari

La **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** illustra la sensibilità della risposta dinamica globale rappresentata in termini di taglio alla base complessivo *versus* spostamento medio di sommità dell'edificio e rispetto al livello di danno cumulato calcolato dall'analisi a confronto con quello reale osservato. In particolare la Figura 27a e Figura 27b confrontano le risposte sismiche dei modelli caratterizzati da proprietà meccaniche ridotte al piano primo, ma con legami costitutivi meno fragili caratterizzati da uguali soglie di drift per la rottura a taglio e differenti a pressoflessione. Il modello d) della Figura 27 è caratterizzato invece



dal legame costitutivo fragile, ma non vi è variazione spaziale delle caratteristiche meccaniche. Dal comportamento del modello c) (Figura 27) è possibile osservare che solo simulando il comportamento fragile della muratura combinato alla riduzione delle caratteristiche meccaniche a taglio del primo livello si ottengono elementi murari che raggiungono livelli di danno DL4 e DL5. Inoltre, si deduce che la sola amplificazione del segnale sismico non è sufficiente a spiegare il comportamento sismico della scuola.

Nei grafici:

- le curve nere si riferiscono alla risposta ottenuta usando come input il segnale al basamento roccioso, ossia senza tenere conto dei fenomeni di amplificazione stratigrafica locale;
- le curve rosse si riferiscono alla risposta ottenuta usando come input il segnale in campo libero, ossia inclusi i fenomeni di amplificazione locale. Il segnale impiegato è quindi quello ottenuto secondo quanto descritto al § 3.1.2;
- per confronto con la risposta dinamica sono riportati i risultati di analisi statiche nonlineari al variare di due distribuzioni di forze orizzontali (proporzionale alle masse oppure triangolare inversa).

Si osserva come sulla risposta effettiva occorsa abbiano avuto un peso rilevante non solo i fattori di vulnerabilità della costruzione ma anche l'amplificazione dell'input sismico.

I risultati che si riferiscono all'adozione di un comportamento della muratura a taglio più fragile, nonché ad una differenziazione dei parametri meccanici del piano primo, sono quelli che portano ad una migliore aderenza della risposta numerica al danno reale, sia in termini di severità (Figura 28) che di localizzazione (Figura 29).

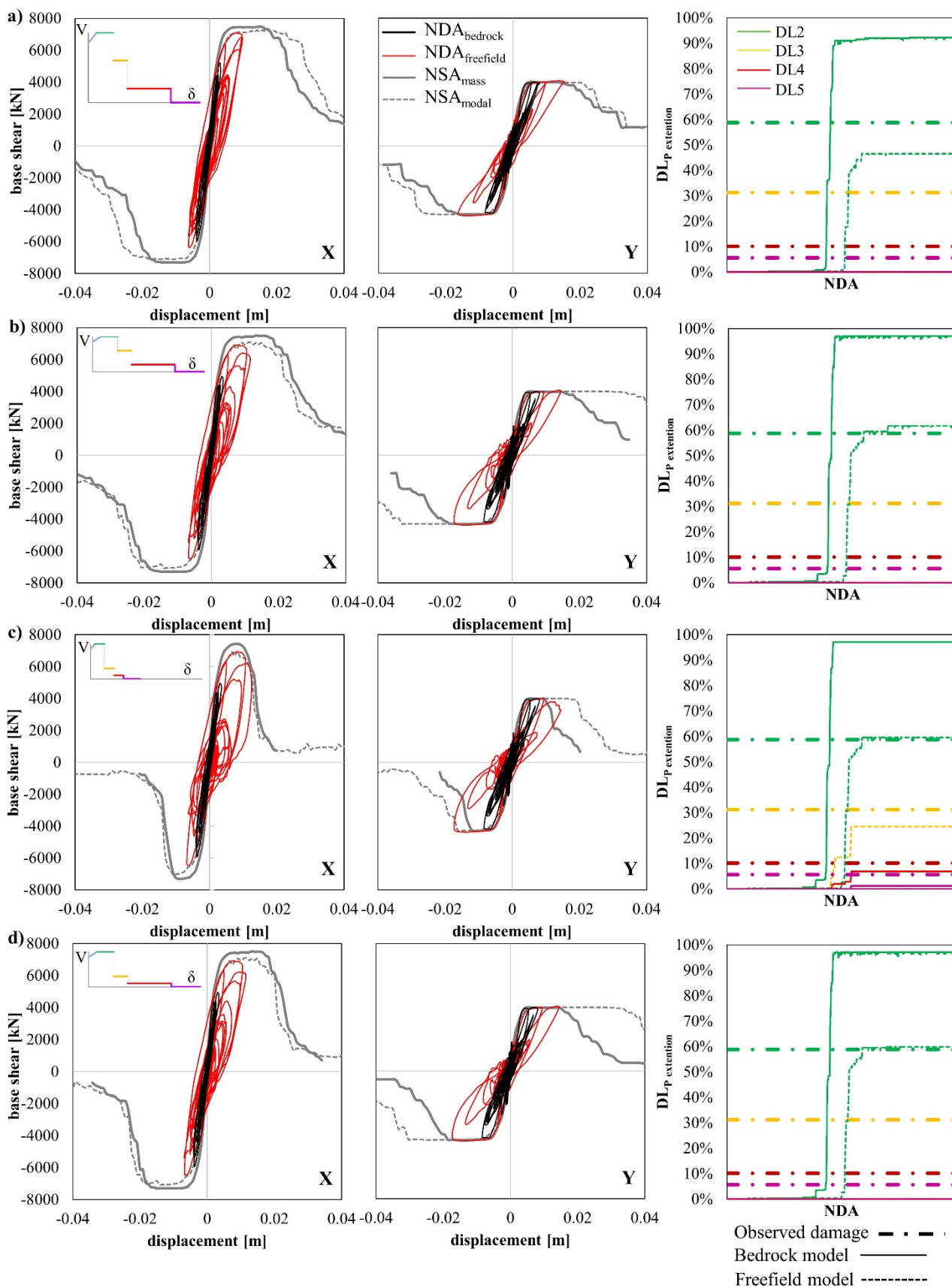


Figura 27. Sensibilità della risposta dinamica e del danno simulato al legame costitutivo adottato

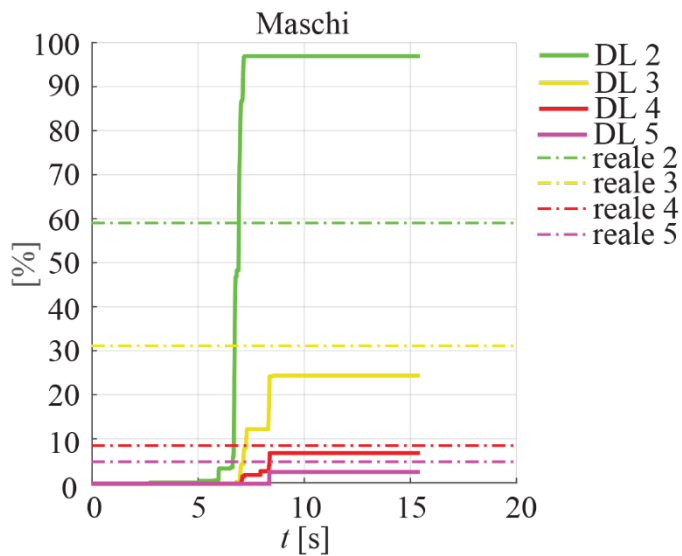


Figura 28. Confronto tra il danno simulato dal modello numerico e il danno occorso in termini di estensione

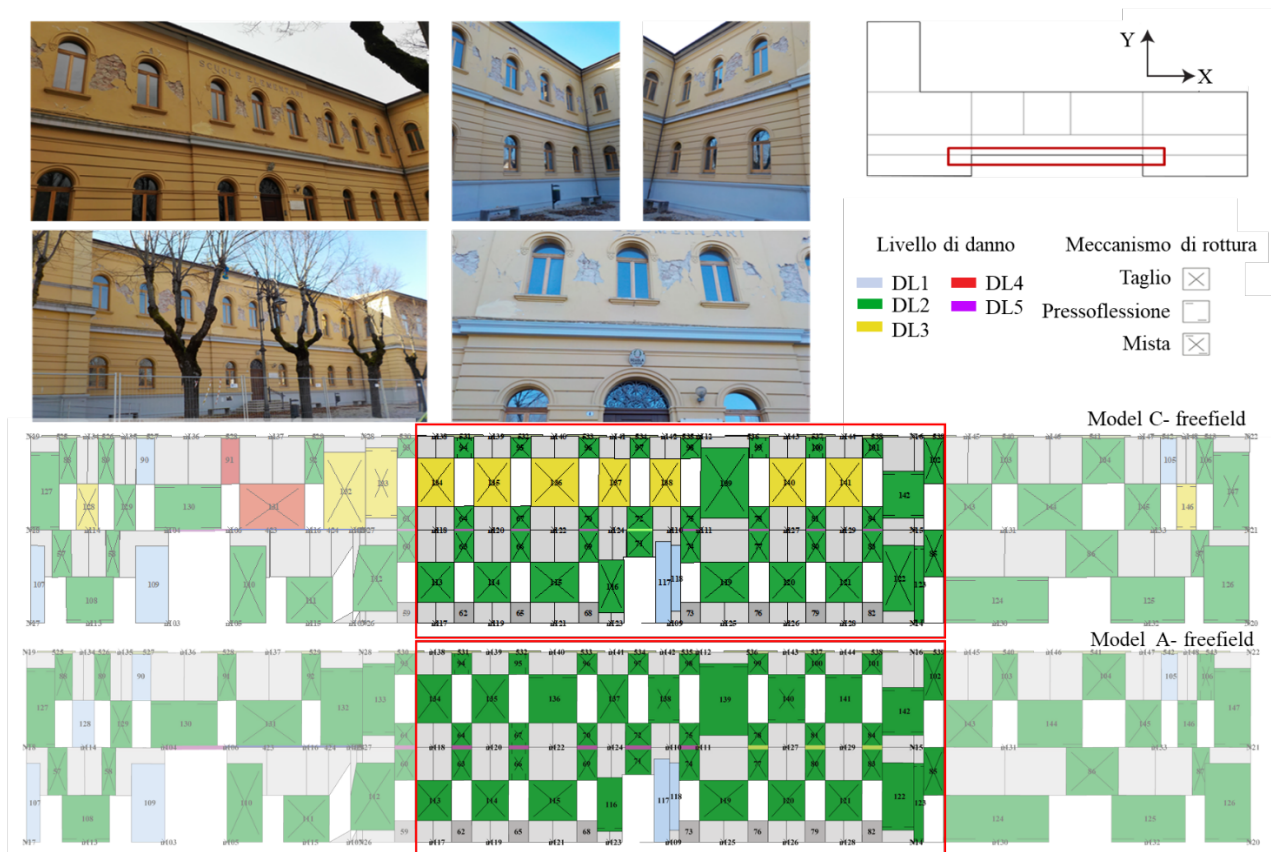


Figura 29. Confronto tra il danno simulato dal modello numerico e il danno occorso in termini di localizzazione

### 3.3 ANALISI STRUTTURALE

#### 3.3.1 Analisi strutturale dei meccanismi locali

Una volta individuato il meccanismo da analizzare, è necessario valutare la capacità di quest'ultimo al fine di confrontarla con la domanda sismica. Avendo rimosso l'ipotesi di resistenza a compressione infinita è necessario valutare l'arretramento della cerniera,  $u$ . A tal fine basta determinare per quale profondità si raggiunge un'opportuna aliquota della resistenza a compressione:

$$u = \frac{\sum_{k=1}^n P_k}{2 \cdot 0.85 \cdot f_d \cdot l_c} \quad (3)$$

dove:  $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura,  $n$  è il numero delle forze agenti sul macroelemento,  $P_k$  è la  $k$ -esima forza applicata al macroelemento e  $l_c$  è la lunghezza sulla quale si sviluppa la cerniera plastica. Il moltiplicatore,  $\alpha_0$ , che attiva il meccanismo vale:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^n P_k \delta_{Py,k}}{\sum_{k=1}^n (P_k) \delta_{Px,k} + \sum_{k=1}^m (Q_k) \delta_{Qx,k}} \quad (4)$$

dove:  $Q_k$  è la  $k$ -esima forza peso non gravante sul macroelemento ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale (in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio),  $\delta_{Py,k}$  è lo spostamento virtuale verticale della  $k$ -esima forza, assunto positivo se verso l'alto, mentre  $\delta_{Px,k}$  e  $\delta_{Qx,k}$  sono rispettivamente lo spostamento virtuale orizzontale della  $k$ -esima forza applicata al macroelemento e della  $k$ -esima forza peso non gravante sul macroelemento, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo.

Per un'analisi lineare è sufficiente trasformare il moltiplicatore di collasso che attiva il meccanismo nella corrispondente accelerazione,  $\alpha_0$ :

$$\alpha_0 = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (5)$$

dove:  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $FC$  è il fattore di confidenza,  $e^*$  è la frazione di massa partecipante:

$$e^* = \frac{[\sum_{k=1}^n P_k \delta_{Px,k} + \sum_{k=1}^m Q_k \delta_{Qx,k}]^2}{[\sum_{k=1}^n P_k + \sum_{k=1}^m Q_k][\sum_{k=1}^n P_k \delta_{Px,k}^2 + \sum_{k=1}^m Q_k \delta_{Qx,k}^2]} \quad (6)$$

Nel caso si utilizzi un approccio non lineare è necessario definire la curva di capacità dell'elemento. In primo luogo, si definiscono le coordinate,  $x_G$  e  $y_G$ , del baricentro dell'intero meccanismo rispetto alla posizione della cerniera (Figura 30a e b):

$$\begin{cases} x_G = \frac{\sum_{k=1}^n P_k \cdot x_k}{\sum_{k=1}^n P_k} \\ y_G = \frac{\sum_{k=1}^n P_k \cdot y_k}{\sum_{k=1}^n P_k} \end{cases} \quad (7)$$

dove:  $x_k$  e  $y_k$  sono rispettivamente le coordinate di applicazione delle forze  $P_k$ . Successivamente si valuta l'angolo  $\varphi$  che individua la rotazione fra posizione di riposo e posizione instabile (Figura 30b e c):

$$\varphi = \arctan \frac{x_G}{y_G} \tag{8}$$

È poi necessario valutare lo spostamento del punto di controllo,  $d_c$ , per il quale si annulla il moltiplicatore di collasso,  $d_{c0}$ . Ipotizzando la linearizzazione degli spostamenti e assumendo come punto di controllo quello alla stessa quota del centro di massa, ma sulla perpendicolare passante per la cerniera (Figura 30b), è possibile con buona approssimazione definire lo spostamento ultimo  $d_{c0}$  (Figura 30c) come:

$$d_{c0} \cong y_G \cdot \varphi \cong x_G \tag{9}$$

Nella precedente equazione l'angolo  $\varphi$  è misurato in radianti.

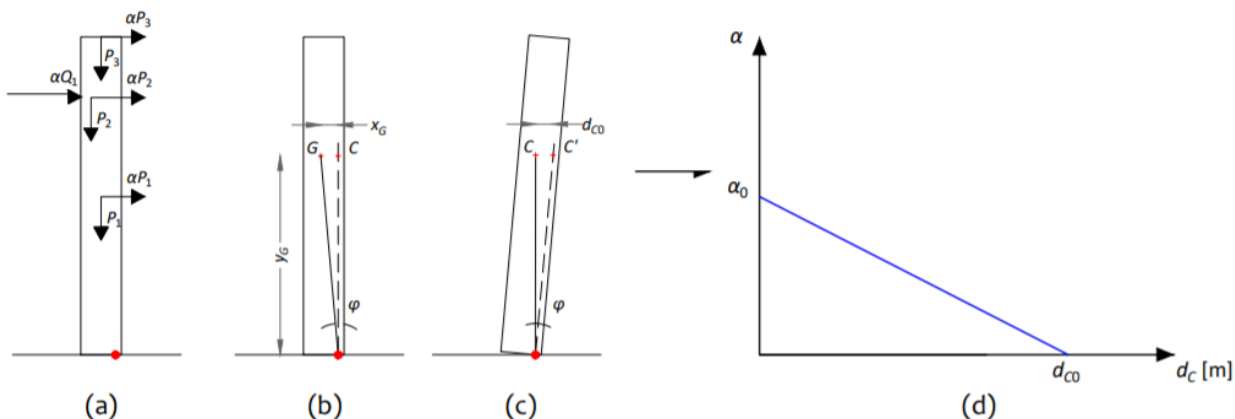


Figura 30: Schema procedura per ottenere la curva di capacità  $\alpha$ - $d_c$ : (a) definizione delle azioni; (b) definizione del centro di massa; (c) raggiungimento dello spostamento limite  $d_{c0}$  per  $\vartheta = \varphi$ ; (d) costruzione della curva di capacità

Al fine di costruire la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, in termini di accelerazione  $a$  e spostamento  $d$ , è necessario trasformare quella ottenuta precedentemente (Figura 30d) come schematizzato in Figura 31.

Lo spostamento ultimo dell'oscillatore equivalente è pari a:

$$d_0 = \frac{d_{c0} \sum_{k=1}^n P_k \delta_{Px,k}^2 + \sum_{k=1}^m Q_k \delta_{Qx,k}^2}{y_G \sum_{k=1}^n P_k \delta_{Px,k} + \sum_{k=1}^m Q_k \delta_{Qx,k}} \tag{10}$$

Infine, poiché la curva di capacità presenta un andamento pressoché lineare, con un sufficiente grado di approssimazione è possibile definire la curva di capacità come:

$$a(d) \cong a_0 \left(1 - \frac{d}{d_0}\right) \tag{11}$$

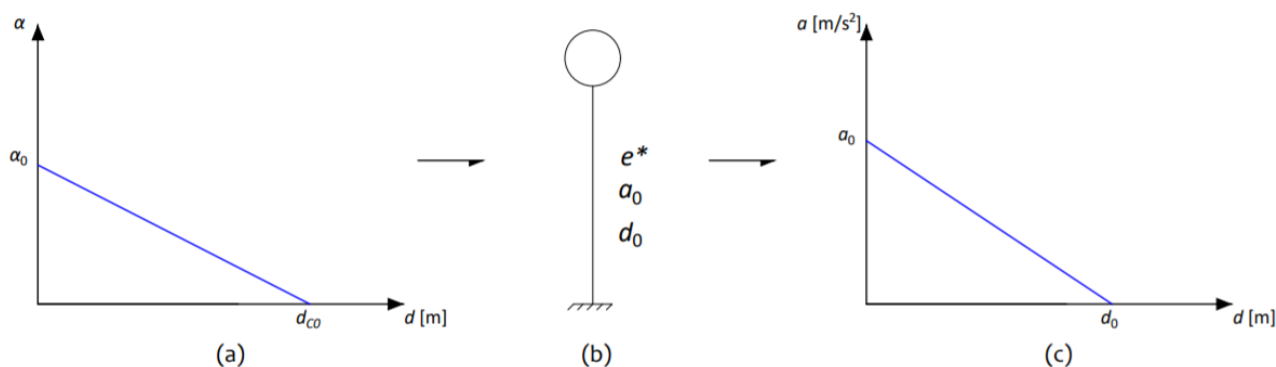


Figura 31: Schema della procedura per ottenere la curva di capacità del sistema equivalente: (a) curva di capacità del sistema a più gradi di libertà; (b) schema e parametri del sistema ad un grado di libertà; (c) curva di capacità del sistema ad un grado di libertà

Un ulteriore passaggio da compiere è la definizione delle capacità ai vari stati limite. Difatti la Circolare [2] prevede che, in riferimento al tipo di analisi svolta ed al tipo di stato limite considerato, si utilizzi una specifica capacità. Per quanto riguarda le analisi lineari, la capacità è espressa in funzione dell'accelerazione che attiva il meccanismo,  $a_0$ . Per lo stato limite di danno (SLD) la capacità vale direttamente:  $a_{z,SLD} = a_0$ . Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) si ha:  $a_{z,SLV} = q \cdot a_0$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento, assunto generalmente pari a 2. Nel caso delle analisi non lineari, la capacità viene espressa in termini di spostamento ( $d_{SL}$ ). Per SLV questa è assunta pari al minore fra il 40% dello spostamento ultimo, ossia quello che annulla il moltiplicatore di collasso, e fra lo spostamento corrispondente alla rottura di elementi (come le catene metalliche). Per lo stato limite di collasso (SLC) la capacità è presa pari al minore fra il 60% dello spostamento ultimo e fra spostamenti per i quali si verifica l'instabilità di elementi della costruzione (come lo sfilamento di travi o il collasso di volte). Nel caso in esame, ad esempio, si valuterà lo spostamento per il quale si raggiunge lo sfilamento del solaio tra piano primo e sottotetto. Al fine di valutare questo spostamento è necessario, in primo luogo, valutare la lunghezza per la quale il solaio si sfilava dal paramento murario. Questa lunghezza può essere stimata pari all'intera lunghezza di appoggio dell'elemento oppure, tenendo in conto della resistenza a compressione della muratura, sottraendole la profondità per la quale si verifica lo schiacciamento della muratura (Figura 32). Successivamente basta ottenere lo spostamento del punto di controllo per il quale si raggiunge lo sfilamento dell'elemento, opportunamente trasformato per il passaggio a oscillatore equivalente.

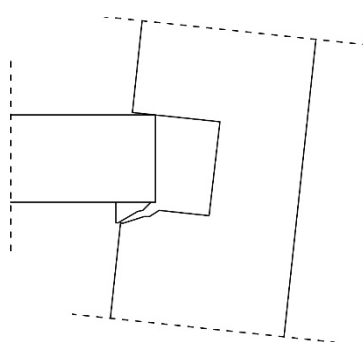


Figura 32: Meccanismo di collasso per sfilamento del solaio

A scopo illustrativo, si riportano di seguito le verifiche della parete 2, con riferimento al meccanismo con formazione della cerniera allo spiccato e per il caso delle analisi non lineari ( $\gamma_m = 2.4$ ). Dopo aver definito tutte le forze che agiscono sul meccanismo, e averle moltiplicate per i relativi spostamenti virtuali (Tabella 7), è possibile ottenere tramite le equazioni precedenti tutte le informazioni necessarie alla valutazione della capacità (Tabella 8). A questo punto si è in grado di costruire la curva di capacità per la parete in esame.

Tabella 7: Definizione delle forze, degli spostamenti e delle grandezze derivate per la parete 2

Forza	$A; V$ $m^2; m^3$	Simbolo	$F$ kN	$\delta_y$ m	$\delta_x$ m	$F \cdot \delta_x$ kN·m	$F \cdot \delta_y$ kN·m	$F \cdot \delta_x^2$ kN·m <sup>2</sup>
peso proprio	- ; 95.3	$P_0$	1905	0.29	5.14	9 796	551	50 360
piano primo-sottotetto	27.7 ; -	$P_2$	126	0.46	8.97	1 131	58	10 141
copertura	70.0 ; -	$P_3$	210	0.29	10.00	2 100	60	21 000
piano terra-piano primo	32.6 ; -	$Q_1$	173		4.53	783		3 546
piano primo-sottotetto	16.3 ; -	$Q_2$	74		8.97	665		5 967
		$\Sigma=$				14 474	670	91 014

Tabella 8: Risultati delle analisi per la parete 2

$u$ m	$\alpha_0$ -	$x_g$ m	$y_g$ m	$\varphi$ °	$\Sigma P_k$ kN	$d_{c0}$ m	$e^*$ -	$d_0$ m	$a_0$ m/s <sup>2</sup>	
0.064	0.046	0.300	5.810	2.940	0.051	2241	0.298	0.925	0.323	0.363

In conclusione, sembra utile accennare alla possibilità che il macroelemento possa avere un comportamento dinamico elastico prima dell'attivazione del meccanismo, nel caso in cui questo sia libero di vibrare (come ad esempio parapetti o elementi svettanti). Al fine di rendere la trattazione più generica possibile, è stato deciso di considerare i meccanismi che si formano in quota "liberi di vibrare". Per tenere in considerazione questo fenomeno viene introdotto un ramo elastico iniziale nella curva di capacità legando l'accelerazione  $a$  allo spostamento  $d$  tramite un periodo iniziale  $T_0$  (Circolare [2]) tramite:

$$a = \frac{4\pi^2}{T_0^2} d \quad (12)$$

dove il periodo  $T_0$  è ricavabile attraverso:

$$T_0 = \kappa \lambda L \sqrt{\frac{w}{Eg}} \quad (13)$$

dove:  $\kappa$  è un coefficiente che vale 6,2 per elementi svettanti (mensola) e 2,2 per meccanismi flessionali verticali (trave appoggiata, come assunto nel caso in esame),  $L$  è la lunghezza (altezza) dell'elemento,  $\lambda$  è la snellezza dell'elemento (rapporto tra l'altezza  $L$  e lo spessore della parete),  $w$  è il peso specifico della muratura ed  $E$  è il modulo elastico della muratura (nel caso in esame ridotto del 50% per le verifiche a SLV per tenere conto della fessurazione). Si definisce così un'accelerazione  $a_y$  (Figura 33), che prende il posto di  $a_0$  nella definizione delle capacità nelle verifiche lineari. Le domande sono invece definite in funzione di  $T_0$ . È infine importante sottolineare che, nel caso in cui si utilizzi un'analisi non lineare, il comportamento dinamico iniziale risulta ininfluente. Nel § 3.3.2 è riportata con maggiore dettaglio la verifica per questo tipo di elemento.

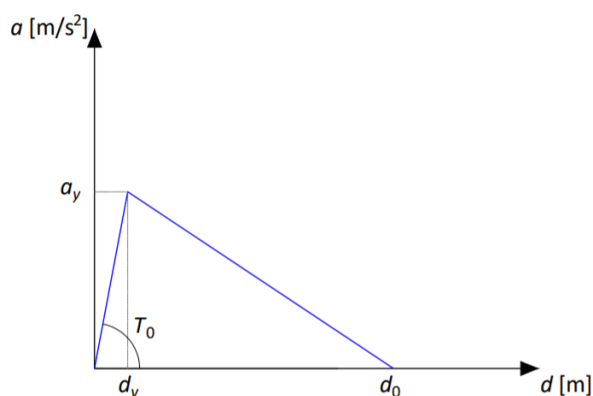


Figura 33: Definizione della capacità per elementi liberi di vibrare nel piano accelerazione-spostamento

### 3.3.2 Verifica dello stato di fatto agli stati limite per i meccanismi locali

La domanda sismica da confrontare con la capacità si differenzia in modo sostanziale tra le analisi del tipo lineare e quelle non lineari. Un'ulteriore differenza da tenere in considerazione è quella della domanda per elementi in quota. Difatti l'azione sismica subita da quest'ultimi deve essere opportunamente modificata per tenere in considerazione gli effetti di amplificazione dovuti al comportamento della struttura principale, sulla quale poggia l'elemento considerato. Per la costruzione dello spettro di domanda per elementi dove la cerniera si forma allo spiccato si ricorre all'approccio fornito dalle NTC2018, cap. 3 [1]. A tal fine si utilizza uno spettro elastico con adeguati livelli di smorzamento per ogni stato limite. In Figura 34 si mostra per via grafica come ottenere le domande in funzione del tipo di analisi e delle condizioni al contorno dell'elemento in esame nel piano *acceleration displacement response spectrum* (ADRS).

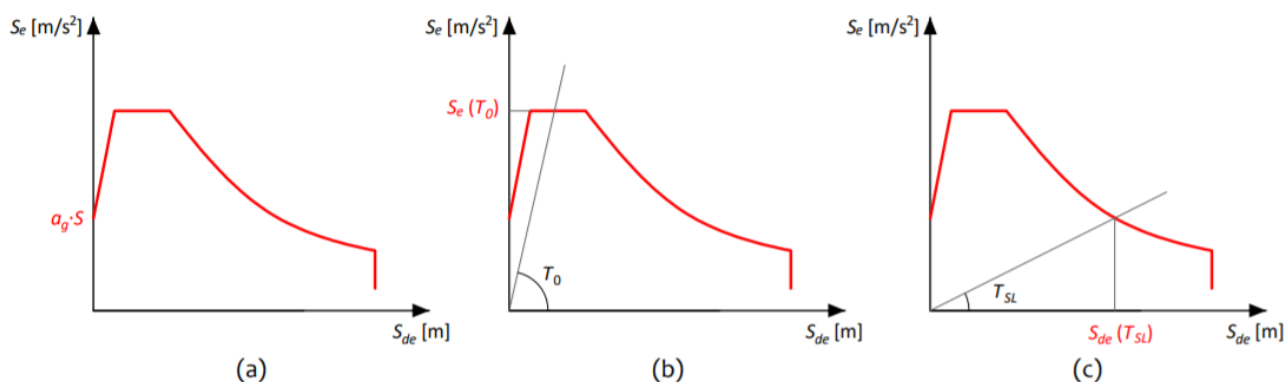


Figura 34: Domanda sismica nel caso di: (a) analisi lineare per elementi non liberi di vibrare elasticamente; (b) analisi lineare per elementi liberi di vibrare elasticamente; (c) analisi non lineare nel piano ADRS

Per quanto riguarda le analisi lineari, la domanda sarà espressa in termini di accelerazioni ( $a_g \cdot S$ ), sarà invece espressa in termini di spostamento ( $S_{de}(T_{SL})$ ) per le analisi non lineari. Al fine di definire la domanda per le analisi del tipo non lineare, sarà necessario definire il periodo secante  $T_{SL}$  relativo ad ogni stato limite. Questo sarà valutato con riferimento alla curva di capacità tramite le seguenti equazioni:



$$T_{SLV} = 1.68\pi \sqrt{\frac{d_{SLV}}{a(d_{SLV})}} \quad (a)$$

$$T_{SLC} = 1.56\pi \sqrt{\frac{d_{SLC}}{a(d_{SLC})}} \quad (b)$$
(14)

dove  $d_{SL}$  è la capacità in spostamento per lo stato limite considerato (come definita al capitolo precedente) e  $a_{SL}(d_{SL})$  è la rispettiva accelerazione. A titolo di esempio si riportano i parametri utilizzati ai fini delle verifiche, in funzione del tipo di analisi. In Tabella 9 vengono illustrati i coefficienti di sicurezza  $\gamma_m$  volti alla definizione della resistenza del materiale (per valutare l'arretramento della cerniera), le capacità per le diverse verifiche dove  $a_{z,SLD}$  è l'accelerazione di attivazione del meccanismo e  $d_{C0}$  è lo spostamento ultimo in corrispondenza del quale si annulla il moltiplicatore di collasso, i rapporti di smorzamento critico  $\xi$  del meccanismo da utilizzare nella definizione della domanda sismica e l'eventuale fattore di comportamento  $q$  per le analisi lineari semplificate.

Tabella 9: Sintesi dei parametri da utilizzare in funzione del tipo di analisi

Verifica	Analisi	$\gamma_m$	Capacità	$\xi$ (%)	$q$
SLD	Lineare	2.4	$a_{z,SLD}$	5	-
SLV semplificata	Lineare	2.4	$a_{z,SLD} \cdot q$	8	2
SLV	Non Lineare	1.0	$0.4 \cdot d_{C0}$	8	-
SLC	Non Lineare	1.0	$0.6 \cdot d_{C0}$	10	-

Nel § 3.2.1 sono stati illustrati i meccanismi, nel § 3.3.1 sono invece stati determinati tutti i parametri necessari a definire le capacità. È quindi necessario l'ultimo passaggio, quello del confronto tra domanda e capacità, svolto secondo le indicazioni contenute nella Circolare [2]. Al fine di avere una visione chiara del confronto tra capacità e domanda, in Figura 35 sono riportate le verifiche nel piano ADRS per la parete 2. I risultati dei confronti tra capacità e domanda, per tutte le pareti con cerniera allo spiccato (configurazione 1), sono invece riportati in Tabella 10.

Il confronto tra la capacità e la domanda per il meccanismo con cerniera alla base evidenzia la severità delle analisi lineari in confronto a quelle non lineari. Basti pensare che, per il corpo principale, i rapporti capacità/domanda ( $C/D$ ) delle analisi lineari si attestano attorno a 0.20 mentre quelli delle analisi non lineari sono attorno a 1.00. Inoltre i confronti per questo caso specifico hanno messo in luce come le verifiche allo SLD e allo SLC siano meno severe se comparate con quelle allo SLV. La parete 8 risulta essere la più vulnerabile, con un rapporto  $C/D$  allo SLV pari a 0.19 (analisi lineare) e 0.81 (analisi non lineare). I precedenti valori sono associati a un comportamento monolitico della sezione trasversale, comportamento che tuttavia non può essere dato per scontato per l'edificio in esame come mostrato dai danneggiamenti del 2016.

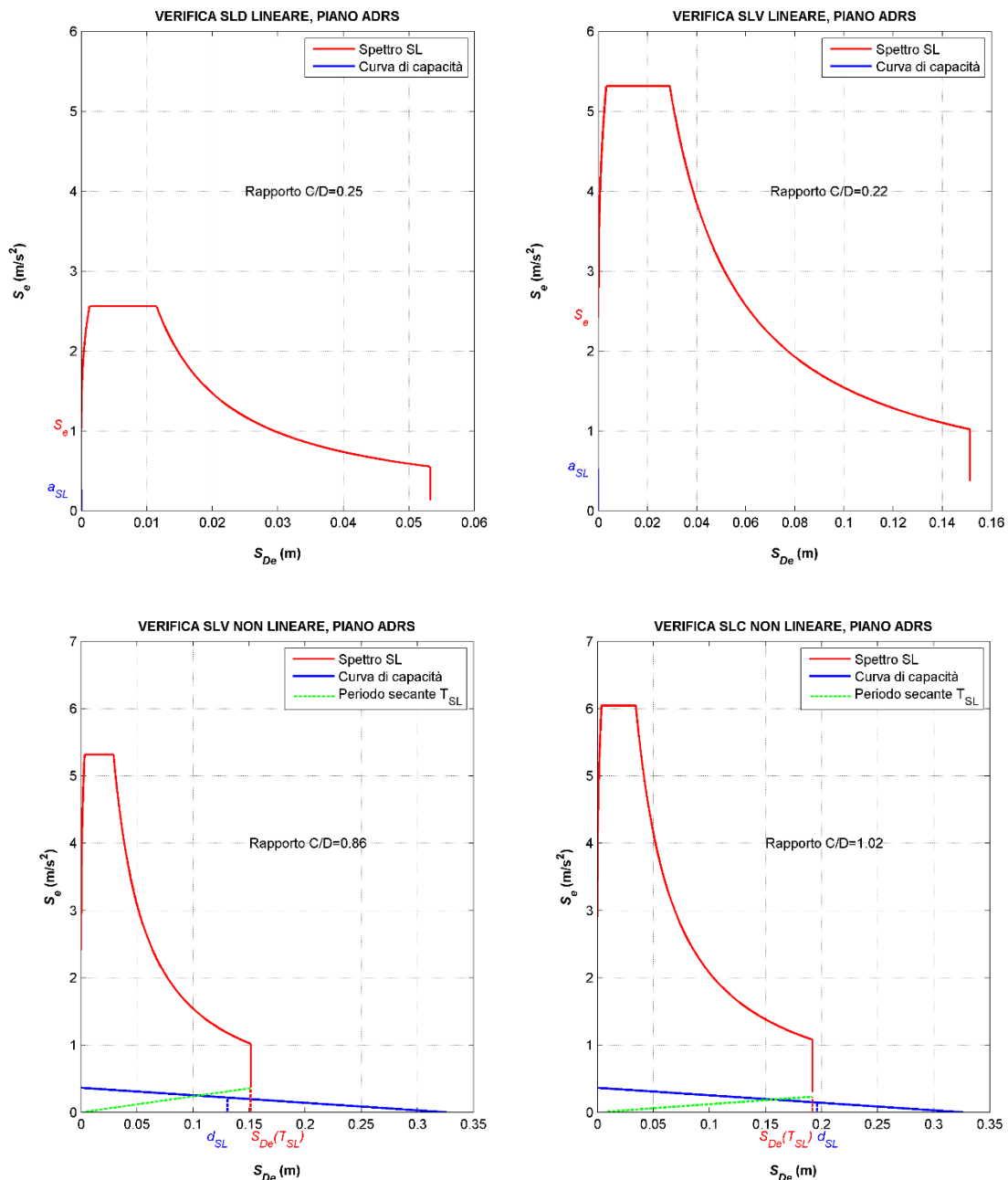


Figura 35: Verifiche sul piano ADRS, in blu le capacità, in rosso le domande, per la parete 2, configurazione 1

Tabella 10: Capacità, domanda e loro rapporto per meccanismo con cerniera allo spiccato (configurazione 1)

Parete	Verifica	Capacità		Domanda			Rapporto C/D
<b>1</b>	SLD	$\alpha_{z,SLD}$	= 0.68	$\alpha_g \cdot S (SLD)$	= 1.04	m/s <sup>2</sup>	0.66
	SLV lin.	$\alpha_{z,SLV}$	= 1.37	$\alpha_g \cdot S (SLV)$	= 2.41	m/s <sup>2</sup>	0.57
	SLV	$d_{SLV}$	= 0.13	$S_{de}(T_{SLV})$	= 0.15	m	0.83
	SLC	$d_{SLC}$	= 0.19	$S_{de}(T_{SLC})$	= 0.19	m	0.99
<b>2</b>	SLD	$\alpha_{z,SLD}$	= 0.26	$\alpha_g \cdot S (SLD)$	= 1.04	m/s <sup>2</sup>	0.25
	SLV lin.	$\alpha_{z,SLV}$	= 0.52	$\alpha_g \cdot S (SLV)$	= 2.41	m/s <sup>2</sup>	0.22
	SLV	$d_{SLV}$	= 0.13	$S_{de}(T_{SLV})$	= 0.15	m	0.86
	SLC	$d_{SLC}$	= 0.20	$S_{de}(T_{SLC})$	= 0.19	m	1.02
<b>3</b>	SLD	$\alpha_{z,SLD}$	= 0.29	$\alpha_g \cdot S (SLD)$	= 1.04	m/s <sup>2</sup>	0.28
	SLV lin.	$\alpha_{z,SLV}$	= 0.58	$\alpha_g \cdot S (SLV)$	= 2.41	m/s <sup>2</sup>	0.24
	SLV	$d_{SLV}$	= 0.13	$S_{de}(T_{SLV})$	= 0.15	m	0.88
	SLC	$d_{SLC}$	= 0.18	$S_{de}(T_{SLC})$	= 0.19	m	0.93
<b>5</b>	SLD	$\alpha_{z,SLD}$	= 0.28	$\alpha_g \cdot S (SLD)$	= 1.04	m/s <sup>2</sup>	0.27
	SLV lin.	$\alpha_{z,SLV}$	= 0.56	$\alpha_g \cdot S (SLV)$	= 2.41	m/s <sup>2</sup>	0.23
	SLV	$d_{SLV}$	= 0.12	$S_{de}(T_{SLV})$	= 0.15	m	0.78
	SLC	$d_{SLC}$	= 0.18	$S_{de}(T_{SLC})$	= 0.19	m	0.92
<b>7</b>	SLD	$\alpha_{z,SLD}$	= 0.24	$\alpha_g \cdot S (SLD)$	= 1.04	m/s <sup>2</sup>	0.23
	SLV lin.	$\alpha_{z,SLV}$	= 0.47	$\alpha_g \cdot S (SLV)$	= 2.41	m/s <sup>2</sup>	0.20
	SLV	$d_{SLV}$	= 0.11	$S_{de}(T_{SLV})$	= 0.15	m	0.75
	SLC	$d_{SLC}$	= 0.17	$S_{de}(T_{SLC})$	= 0.19	m	0.89
<b>8</b>	SLD	$\alpha_{z,SLD}$	= 0.23	$\alpha_g \cdot S (SLD)$	= 1.04	m/s <sup>2</sup>	0.23
	SLV lin.	$\alpha_{z,SLV}$	= 0.47	$\alpha_g \cdot S (SLV)$	= 2.41	m/s <sup>2</sup>	0.19
	SLV	$d_{SLV}$	= 0.12	$S_{de}(T_{SLV})$	= 0.15	m	0.81
	SLC	$d_{SLC}$	= 0.18	$S_{de}(T_{SLC})$	= 0.19	m	0.96
<b>8.1</b>	SLD	$\alpha_{z,SLD}$	= 0.56	$\alpha_g \cdot S (SLD)$	= 1.04	m/s <sup>2</sup>	0.54
	SLV lin.	$\alpha_{z,SLV}$	= 1.11	$\alpha_g \cdot S (SLV)$	= 2.41	m/s <sup>2</sup>	0.46
	SLV	$d_{SLV}$	= 0.14	$S_{de}(T_{SLV})$	= 0.15	m	0.90
	SLC	$d_{SLC}$	= 0.21	$S_{de}(T_{SLC})$	= 0.19	m	1.07
<b>9</b>	SLD	$\alpha_{z,SLD}$	= 0.30	$\alpha_g \cdot S (SLD)$	= 1.04	m/s <sup>2</sup>	0.29
	SLV lin.	$\alpha_{z,SLV}$	= 0.60	$\alpha_g \cdot S (SLV)$	= 2.41	m/s <sup>2</sup>	0.25
	SLV	$d_{SLV}$	= 0.15	$S_{de}(T_{SLV})$	= 0.15	m	0.97
	SLC	$d_{SLC}$	= 0.22	$S_{de}(T_{SLC})$	= 0.19	m	1.15
<b>13</b>	SLD	$\alpha_{z,SLD}$	= 0.59	$\alpha_g \cdot S (SLD)$	= 1.04	m/s <sup>2</sup>	0.57
	SLV lin.	$\alpha_{z,SLV}$	= 1.18	$\alpha_g \cdot S (SLV)$	= 2.41	m/s <sup>2</sup>	0.49
	SLV	$d_{SLV}$	= 0.14	$S_{de}(T_{SLV})$	= 0.15	m	0.91
	SLC	$d_{SLC}$	= 0.21	$S_{de}(T_{SLC})$	= 0.19	m	1.08

Per quanto riguarda la definizione della domanda per meccanismi in quota, è necessario tenere in considerazione l'effetto filtro giocato dalla struttura principale sulla quale poggia il meccanismo. Difatti ci si devono aspettare spettri di piano differenti per ogni quota di attivazione del meccanismo, dato che l'accelerazione del terreno viene filtrata dalla risposta dinamica della struttura. Questo "filtraggio" può modificare anche in maniera sostanziale la forma e l'ampiezza dello spettro di risposta [17] [18]. La costruzione dello spettro di risposta di piano non può quindi prescindere dal tenere in considerazione la struttura principale sulla quale il meccanismo si attiva. A tal fine è quindi necessario definire alcune caratteristiche della struttura principale (indicate con il pedice  $_1$ ). Lo spettro di piano, alla quota  $z$ , può essere costruito tramite le indicazioni contenute nelle NTC2018, cap. 7 [1]. Un parametro essenziale per definire questo particolare spettro è certamente il periodo fondamentale  $T_1$  della struttura che supporta il meccanismo locale. Al fine di definire il periodo equivalente  $T_{1,SLD}$ , misurato in s, rappresentativo del primo modo di vibrare dell'edificio è possibile, in maniera semplificata, utilizzare l'Equazione (15) fornita da NTC2008 [19], dove  $H$  rappresenta l'altezza della struttura misurata in m. Il periodo ottenuto è poi modificato per gli stati limite ultimi al fine di tenere in conto l'incremento delle non linearità nella risposta dell'edificio conseguenti all'incrementarsi del danneggiamento (15).

$$\begin{cases} T_{1,SLD} = 0.05 H^{0.75} \text{ o da modello numerico lineare} & (a) \\ T_{1,SLV} = 1.5 \cdot T_{1,SLD} & (b) \\ T_{1,SLC} = 2.0 \cdot T_{1,SLD} & (c) \end{cases} \quad (15)$$

Nel caso in cui si disponga di un modello numerico, sembra idoneo adottare i valori dei periodi desunti in maniera diretta tramite l'analisi modale. Nel caso in esame è stato possibile identificare due modi traslazionali principali. Uno in direzione  $X$ , con un periodo di 0.195 s e uno in direzione  $Y$  con un periodo di 0.298 s. il confronto di questi periodi con quello ottenuto tramite il metodo semplificato (Tabella 11) mette in evidenza come solo nel caso della direzione  $Y$  questi siano paragonabili. Alla luce di quanto detto, nella definizione dell'azione sismica di piano, sono stati utilizzati due differenti periodi rispettivamente per il calcolo di meccanismi in direzione  $X$  ed in  $Y$ . Come per il caso dell'approccio semplificato, il periodo (ottenuto da un'analisi modale e quindi elastica) è stato poi modificato per gli stati limite ultimi tramite le Equazioni (15). Inoltre, al fine di rendere la trattazione più generale possibile, è stato ipotizzato che i meccanismi in quota si comportino come elementi liberi di vibrare, e che quindi l'accelerazione sia legata allo spostamento tramite il periodo  $T_0$ . In Tabella 11 si sintetizzano i parametri utilizzati per la costruzione dello spettro di piano (riportando per completezza anche quelli per il metodo semplificato). Il parametro  $z$  indica la quota di attivazione del meccanismo,  $n$  il numero di piani della struttura,  $\kappa$  il coefficiente per determinare il periodo  $T_0$ ,  $\xi_{1,SL}$  e  $T_{1,SL}$  rappresentano invece lo smorzamento e il periodo equivalente dell'edificio considerando il livello di non linearità raggiunto in corrispondenza dei diversi stati limite.

Tabella 11: Parametri per la costruzione dello spettro di piano

Periodo da	$z$ m	$n$ -	$\kappa$ -	$\xi_{1,SLD}$ %	$\xi_{1,SLV}$ %	$\xi_{1,SLC}$ %	$T_{1,SLD}$ s	$T_{1,SLV}$ s	$T_{1,SLC}$ s
NTC08	4.53	3	2.2	5	10	20	0.277	0.391	0.554
Modale $X$	4.53	3	2.2	5	10	20	0.195	0.292	0.390
Modale $Y$	4.53	3	2.2	5	10	20	0.298	0.447	0.596

Una volta definiti i suddetti parametri è possibile determinare la domanda di piano, per ogni stato limite, tramite le equazioni fornite da NTC2018, cap. 7 [1]. Sarà poi possibile confrontare la capacità con la domanda come descritto nella Circolare [2]. In Figura 36 sono riportate le verifiche sul piano ADRS per il meccanismo

di ribaltamento della parete 2, nel caso in cui la cerniera si formi in quota. Infine, in Tabella 12 sono riportati i risultati per tutti i meccanismi. I risultati delle verifiche confermano nuovamente la severità delle analisi lineari rispetto a quelle non lineari. L'utilizzo dello spettro di piano riduce ulteriormente il rapporto  $C/D$  (per le analisi lineari), mentre questo non accade per le verifiche in spostamento (non lineari), incrementando la severità delle prime rispetto alle seconde. La verifica allo SLD indica come elemento maggiormente vulnerabile la parete 2 ( $C/D = 0.16$ ). La verifica allo SLV lineare indica invece la parete 9 ( $C/D = 0.16$ ), quella non lineare la parete 5 ( $C/D = 0.91$ ). La verifica allo SLC evidenzia nuovamente la parete 9 come la più vulnerabile ( $C/D = 0.77$ ). Inoltre, è interessante notare come i rapporti  $C/D$  nelle analisi non lineari non siano fortemente influenzati dallo spettro di piano. Il motivo di questo fenomeno risiede nel fatto che la domanda in spostamento non è amplificata per alti valori del periodo secante ( $T_{SL}$ ), ma a volte, è addirittura ridotta se paragonata allo spettro al suolo. È quindi necessario sempre verificare che la domanda calcolata al suolo sia inferiore di quella al piano. Nel caso contrario, lo spettro al suolo diventa quello da utilizzare per determinare la domanda da confrontare con la capacità.

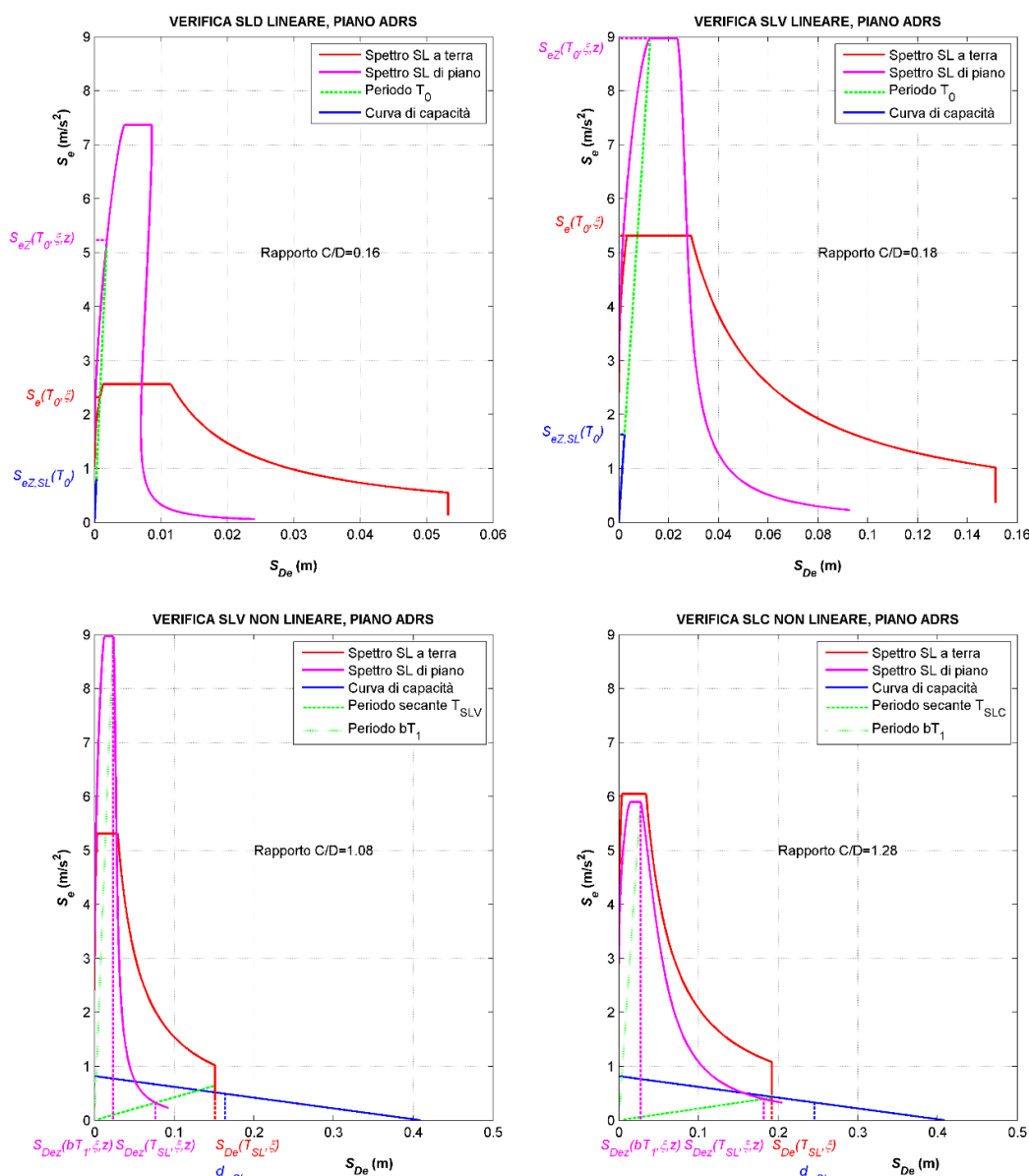


Figura 36: Verifiche nel piano ADRS, meccanismo in quota parete 2

Tabella 12: Capacità, domande e loro rapporto per meccanismi in quota

Parete	Verifica	Capacità	Domanda				C/D
2	SLD	$S_{ez,SLD} = 0.81$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 5.23$	$S_e(\xi, T_0) = 2.32$		$m/s^2$	0.16
	SLV lin.	$S_{ez,SLV} = 1.63$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 8.96$	$S_e(\xi, T_0) = 5.31$		$m/s^2$	0.18
	SLV	$d_{SLV} = 1.63$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi, z) = 0.08$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.02$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.15$	m	1.08
	SLC	$d_{SLC} = 0.25$	$S_{De}(T_{SLC}, \xi, z) = 0.18$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.03$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.19$	m	1.28
3	SLD	$S_{ez,SLD} = 0.89$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 3.58$	$S_e(\xi, T_0) = 2.53$		$m/s^2$	0.25
	SLV (q)	$S_{ez,SLV} = 1.78$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 7.24$	$S_e(\xi, T_0) = 5.31$		$m/s^2$	0.25
	SLV	$d_{SLV} = 0.16$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi, z) = 0.12$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.05$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.15$	m	1.07
	SLC	$d_{SLC} = 0.22$	$S_{De}(T_{SLC}, \xi, z) = 0.22$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.05$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.19$	m	1.04
5	SLD	$S_{ez,SLD} = 0.77$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 3.86$	$S_e(\xi, T_0) = 2.53$		$m/s^2$	0.20
	SLV lin.	$S_{ez,SLV} = 1.53$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 7.81$	$S_e(\xi, T_0) = 5.31$		$m/s^2$	0.20
	SLV	$d_{SLV} = 0.14$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi, z) = 0.13$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.06$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.15$	m	0.91
	SLC	$d_{SLC} = 0.21$	$S_{De}(T_{SLC}, \xi, z) = 0.25$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.05$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.19$	m	0.84
7	SLD	$S_{ez,SLD} = 0.74$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 3.86$	$S_e(\xi, T_0) = 2.53$		$m/s^2$	0.19
	SLV lin.	$S_{ez,SLV} = 1.48$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 7.81$	$S_e(\xi, T_0) = 5.31$		$m/s^2$	0.19
	SLV	$d_{SLV} = 0.14$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi, z) = 0.14$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.06$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.15$	m	0.92
	SLC	$d_{SLC} = 0.21$	$S_{De}(T_{SLC}, \xi, z) = 0.25$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.05$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.19$	m	0.84
8	SLD	$S_{ez,SLD} = 0.74$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 3.86$	$S_e(\xi, T_0) = 2.53$		$m/s^2$	0.19
	SLV lin.	$S_{ez,SLV} = 1.48$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 7.81$	$S_e(\xi, T_0) = 5.31$		$m/s^2$	0.19
	SLV	$d_{SLV} = 0.14$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi, z) = 0.14$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.06$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.15$	m	0.92
	SLC	$d_{SLC} = 0.21$	$S_{De}(T_{SLC}, \xi, z) = 0.25$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.05$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.19$	m	0.84
9	SLD	$S_{ez,SLD} = 0.62$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 3.74$	$S_e(\xi, T_0) = 2.42$		$m/s^2$	0.17
	SLV lin.	$S_{ez,SLV} = 1.25$	$S_{ez,1}(\xi_1, z, T_0) = 7.66$	$S_e(\xi, T_0) = 5.31$		$m/s^2$	0.16
	SLV	$d_{SLV} = 0.15$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi, z) = 0.15$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.06$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.15$	m	0.96
	SLC	$d_{SLC} = 0.22$	$S_{De}(T_{SLC}, \xi, z) = 0.29$	$S_{De}(bT_1, \xi, z) = 0.06$	$S_{De}(T_{SLV}, \xi) = 0.19$	m	0.77

### 3.3.3 Analisi strutturale della risposta globale

L'analisi strutturale è stata condotta in accordo con le prescrizioni fornite dalle NTC2018 [1] secondo l'approccio di analisi statica nonlineare.

Tale analisi consiste nell'applicare all'edificio, oltre ai carichi gravitazionali nella combinazione  $G_k + 0.6Q_k$ , una distribuzione di forze orizzontali. L'analisi è usualmente svolta in controllo misto forze-spostamenti per cogliere anche la fase di softening della curva globale. In particolare, lo spostamento di un punto di controllo della struttura  $d_c$  viene incrementato progressivamente ricercando la risultante delle forze orizzontali tale da equilibrare la configurazione deformata. La distribuzione di forze è mantenuta invariata durante l'analisi (salvo l'approccio adattivo) considerando, secondo le prescrizioni della norma, almeno due distribuzioni di forze alternative (scelte una dal Gruppo 1 e una dal Gruppo 2 delle NTC2018 [1]).

In questo studio si è fatto riferimento alle seguenti due distribuzioni: dal Gruppo 1, quella Triangolare Inversa (proporzionale in ogni nodo al prodotto della massa incidente per la relativa quota); dal Gruppo 2, quella Uniforme (proporzionale alle masse). In entrambi i casi, le forze sono applicate nei nodi.



Come già anticipato al § 3.2.2, le analisi statiche nonlineari (pushover) ai fini della verifica sono state eseguite adottando legami costitutivi coerenti con quelli proposti nelle NTC2018 [1], ossia di tipo bilineare elasto-plastico per i maschi murari e bilineare con resistenza residua nel caso delle fasce murarie (mostrato in Figura 24).

Le analisi sono state eseguite separatamente per le due direzioni X e Y, con verso positivo e negativo considerando l'effetto di una eccentricità aggiuntiva pari al 5% della dimensione massima ortogonale all'azione sismica; tale contributo si va ad aggiungere a quella effettiva del sistema strutturale. In Figura 37 sono riportate le analisi ottenute per le direzioni X e Y senza eccentricità, nelle distribuzioni uniforme e triangolare inversa con verso positivo e negativo.

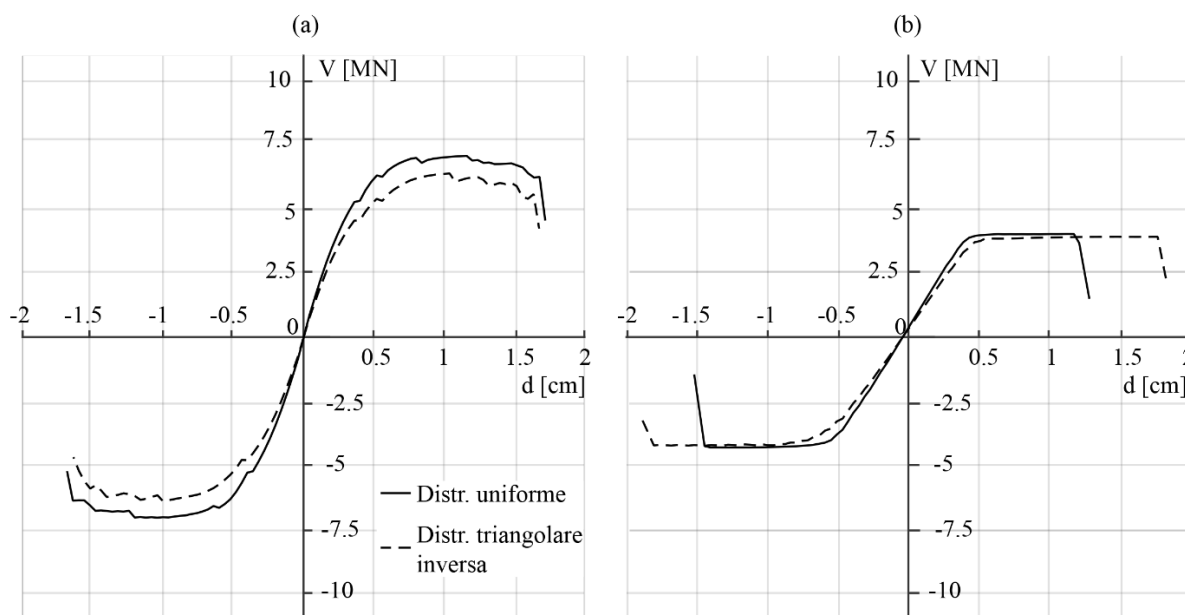


Figura 37. Curve pushover per la direzione X (a) e la direzione Y (b) senza eccentricità, nelle distribuzioni uniforme e triangolare inversa

### 3.3.4 Verifica dello stato di fatto agli stati limite per la risposta globale

Il risultato dell'analisi statica nonlineare (pushover) si traduce nella curva di capacità rappresentativa della risposta strutturale che riporta in ordinate il taglio globale alla base e in ascisse uno spostamento rappresentativo della costruzione. Nel caso in esame è stato rappresentato lo spostamento medio dei nodi situati all'ultimo livello, pesato sulla massa gravante in ciascuno. Tale curva, rappresentativa della risposta del sistema originario a N gradi di libertà, è poi convertita nel sistema equivalente ad un grado di libertà adottando i criteri previsti dalle NTC2018 e chiariti nella Circolare al capitolo C7.3.4.2 [2]. La verifica è poi finalizzata adottando il Metodo A descritto in Circolare al capitolo C7.3.4.2 [2], che si ispira al metodo N2 proposto originariamente in Fajfar (2000) [20], e prevede il confronto tra la curva di capacità e la domanda sismica rappresentata in termini di spettri di risposta anelastici (ossia ridotti in funzione della duttilità).

Il metodo richiede necessariamente la conversione della curva pushover originaria in bilineare equivalente. Essa è stata definita sulla base dei criteri suggeriti nella Circolare al capitolo C7.3.4.2 [2].

Lo spostamento ultimo della curva pushover è stato definito inoltre in ottemperanza ai criteri indicati al capitolo C8.7.1.3.1, ossia come minimo tra: quello corrispondente al taglio residuo pari all'80%; quello

corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari di un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

Definita la bilineare equivalente e stabilita la soglia di spostamento associata allo stato limite assunto a riferimento, si è proceduto al calcolo del valore dell'accelerazione massima  $a_{g,SL}$  compatibile con il soddisfacimento dei diversi stati limite, i relativi periodi di ritorno e la relativa frequenza media annua di superamento per ogni Stato Limite. Noti i valori di  $a_{g,SL}$  è possibile procedere alla verifica computando, per ciascun stato limite, il fattore di sicurezza  $\zeta_E$ , pari al rapporto  $a_{g,SL}/a_{g,T,R,SL}$ .

In Figura 38 sono riportati i parametri di verifica e gli indici di sicurezza delle analisi svolte; quelle più gravose nelle due direzioni, sono inquadrare in un rettangolo arancione e blu, rispettivamente per la direzione X e Y. In figura il parametro  $\zeta_E$  è chiamato  $\alpha$ . In Figura 39 si riportano gli indici di sicurezza allo Stato limite di Salvaguardia della Vita per lo stato di fatto e le curve pushover relative alle analisi più gravose nelle due direzioni, rispettivamente in arancione l'analisi n.16 in direzione -X con distribuzione triangolare inversa ed eccentricità negativa e in blu l'analisi n. 18 in direzione +Y con distribuzione uniforme ed eccentricità negativa. È possibile notare come tali coefficienti siano ampiamente minori di 1, indice di una notevole fragilità dell'edificio causata dalla scarsa qualità muraria e dal comportamento fragile della muratura imposto per considerare le pessime proprietà meccaniche della malta.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	$\alpha$ SLC	$\alpha$ SLV	$\alpha$ SLD	$\alpha$ SLO
1	+X	Uniforme	0	0.842	0.827	0.874	0.717
2	+X	Forze statiche	0	0.648	0.636	0.77	0.631
3	-X	Uniforme	0	0.842	0.827	0.775	0.636
4	-X	Forze statiche	0	0.606	0.597	0.708	0.581
5	+Y	Uniforme	0	0.445	0.431	0.536	0.44
6	+Y	Forze statiche	0	0.529	0.508	0.441	0.362
7	-Y	Uniforme	0	0.497	0.481	0.498	0.409
8	-Y	Forze statiche	0	0.494	0.474	0.419	0.343
9	+X	Uniforme	129.87	0.825	0.812	0.883	0.724
10	+X	Uniforme	-129.87	0.882	0.865	0.864	0.709
11	+X	Forze statiche	129.87	0.648	0.637	0.776	0.637
12	+X	Forze statiche	-129.87	0.636	0.625	0.778	0.639
13	-X	Uniforme	129.87	0.825	0.812	0.771	0.632
14	-X	Uniforme	-129.87	0.843	0.829	0.777	0.637
15	-X	Forze statiche	129.87	0.605	0.596	0.709	0.581
16	-X	Forze statiche	-129.87	0.597	0.589	0.715	0.586
17	+Y	Uniforme	288.64	0.362	0.353	0.458	0.376
18	+Y	Uniforme	-288.64	0.352	0.343	0.52	0.427
19	+Y	Forze statiche	288.64	0.498	0.478	0.432	0.354
20	+Y	Forze statiche	-288.64	0.425	0.409	0.411	0.337
21	-Y	Uniforme	288.64	0.377	0.367	0.443	0.363
22	-Y	Uniforme	-288.64	0.372	0.363	0.461	0.378
23	-Y	Forze statiche	288.64	0.472	0.452	0.408	0.334
24	-Y	Forze statiche	-288.64	0.384	0.369	0.422	0.346

Figura 38. Indice di sicurezza calcolato ai diversi stati limite per le 24 analisi non lineari (pushover)

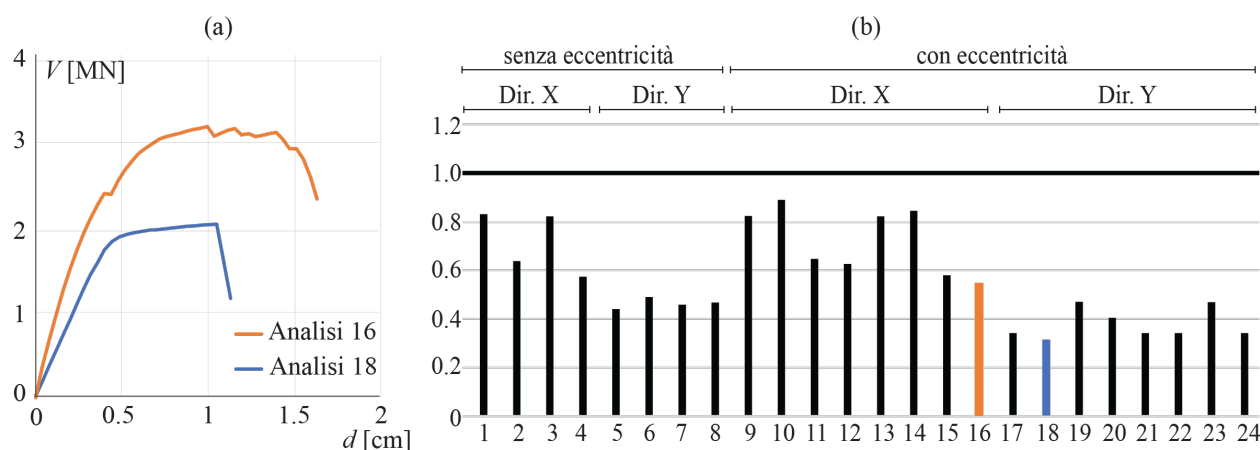


Figura 39. Curve pushover ottenute per le analisi 16 e 18 (a) e istogramma che confronta gli indici di sicurezza (b) ottenuti per SLV

### 3.4 CALCOLO DELLA CLASSE DI RISCHIO SISMICO

#### 3.4.1 Calcolo della classe di rischio sismico dei meccanismi locali

L'attribuzione della Classe di Rischio può avvenire attraverso due metodi, uno convenzionale (utilizzato nel caso in esame) e uno semplificato. In entrambi i metodi è fatto riferimento a due parametri: (a) la Perdita Annuale Media (PAM), che può essere assimilata al costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartita annualmente ed espressa come percentuale del costo di ricostruzione; (b) L'Indice di Sicurezza per la Vita (IS-V), valutato come il rapporto tra le PGA di capacità e di domanda per lo SLV. Ad ognuno di questi parametri è attribuito un intervallo di valori a cui sono associate delle classi (classi PAM e classi IS-V). La classe di rischio finale sarà la peggiore tra le due appena descritte. I parametri PAM e IS-V sono valutati seguendo le indicazioni fornite nel D.M. n.24 del 09 Gennaio 2020 [21].

Per il calcolo della classe di rischio sismico è necessario disporre delle accelerazioni al suolo di capacità ( $PGA_C$ ) e di domanda ( $PGA_D$ ) almeno per gli stati limite di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV).

Prima di entrare nella fase operativa del calcolo dei parametri PAM e IS-V è necessario fare alcune considerazioni in merito alla definizione della  $PGA_C$  in funzione del tipo di analisi e del tipo di meccanismo considerato. Con riferimento alla  $PGA_C$  dei meccanismi con cerniera alla base, nel caso delle analisi lineari, questa è direttamente dedotta dai risultati delle analisi. Per quanto riguarda le analisi non lineari questa deve essere determinata dalla capacità in spostamento. In maniera semplificata, si può ottenere la  $PGA_C$  scalando linearmente lo spettro fino a che la domanda in spostamento eguagli la capacità dello specifico stato limite [22]. La procedura corretta invece, tiene in considerazione il fatto che al variare del periodo di ritorno gli spettri non sono omotetici (cambiano infatti anche  $F_D$  e  $T_C^*$ ) e non è quindi corretto scalare lo spettro di risposta in maniera lineare. È pertanto necessario utilizzare un approccio iterativo fino al raggiungimento dei parametri spettrali tali che la domanda in spostamento eguagli la capacità.

A titolo di esempio sono state utilizzate entrambe le procedure per il calcolo della  $PGA_C$  allo SLV della parete 7. Partendo da una capacità in spostamento  $d_{SLV} = 0.113$  m sono state ottenute, scalando lo spettro linearmente, una  $PGA_C = 0.155$  g e, utilizzando la procedura iterativa, una  $PGA_C = 0.168$  g. In questo caso l'errore che si commette nello scalare linearmente lo spettro è del 7%. Lo spettro di domanda e quelli di capacità per lo SLV sono rappresentati in Figura 40.

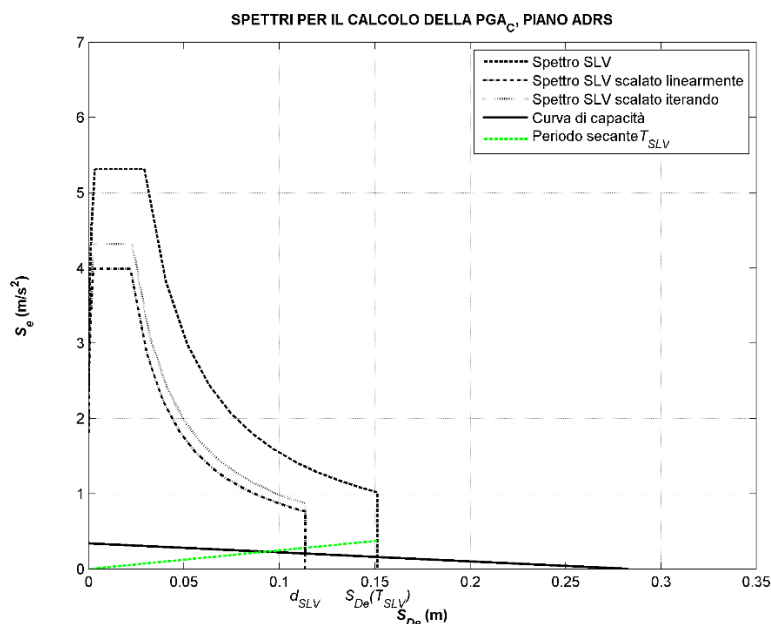


Figura 40: Spettro di domanda e di capacità ottenuti con le due procedure

Un ulteriore caso particolare è quello della determinazione della  $PGA_C$  quando la domanda (in spostamento o in accelerazione) è determinata a partire dallo spettro in quota. In questo caso, che ci si riferisca sia ad un'analisi lineare che non lineare, è necessario determinare la  $PGA_C$  a partire dallo spettro di piano. Da un punto di vista operativo è possibile schematizzare la procedura come segue:

- 1) Si valuta il rapporto  $C/D$  in termini di accelerazione a partire dallo spettro di piano. Nel caso delle analisi non lineari è preliminarmente necessario trasformare le capacità in spostamento in termini di accelerazione (Figura 41 a).
- 2) Si moltiplica il valore di accelerazione al suolo  $S_e(T_{1,SL}, \xi_{1,SL})$  per il rapporto  $C/D$  appena trovato ottenendo l'accelerazione al suolo di capacità.
- 3) Si scala (linearmente o iterando) lo spettro al suolo fino a che la capacità appena trovata e la domanda non si eguagliano (Figura 41 b), ottenendo la  $PGA_C$ . È opportuno notare come nel caso in cui sia necessario utilizzare uno spettro di risposta con tempo di ritorno inferiore a 30 anni è possibile scalare lo spettro solamente in maniera lineare [21].

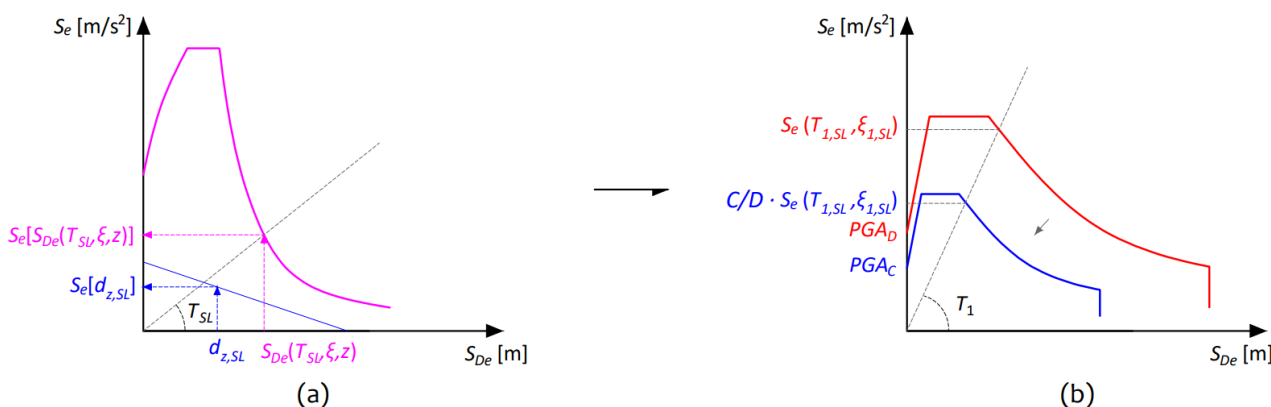


Figura 41: Definizione della  $PGA_C$  per un'analisi non lineare di un meccanismo in quota: (a) capacità in blu e domanda di piano in magenta; (b) capacità in blu e domanda al suolo in rosso

Al fine di valutare la classe di rischio della struttura per i meccanismi locali sono selezionate le pareti più vulnerabili (ovvero quelle con rapporto  $C/D$  minimo) in funzione del tipo di analisi e del tipo di meccanismo. Per quanto riguarda le analisi lineari la parete con la risposta peggiore risulta la numero 9 (Tabella 12) in configurazione 2 (cerniera in quota). Per le analisi non lineari la configurazione 1 (cerniera allo spiccato) è quella più vulnerabile, in particolare la parete numero 7 risulta essere quella con la peggiore risposta (Tabella 10).

Una volta individuato il meccanismo con le peggiori prestazioni è necessario valutare le  $PGA_C$  e  $PGA_D$  (in questo caso per lo SLV e per lo SLD). La  $PGA_C$  della parete 9 è calcolata, sia allo SLD che allo SLV, a partire dalle capacità in accelerazione ottenute tramite le analisi lineari. Successivamente, lo spettro al suolo è scalato in maniera lineare (poiché i periodi di ritorno associati a queste accelerazioni sono inferiori a 30 anni) per definire le capacità in termini di accelerazione al suolo. Per la parete 7 è utilizzata la  $PGA_C$  allo SLD ottenuta tramite un'analisi lineare e la  $PGA_C$  per lo SLV ottenuta tramite l'analisi non lineare, ottenuta scalando lo spettro sia in maniera lineare che iterativamente (al fine di un confronto).

Definite le  $PGA_C$  è necessario valutare i periodi di ritorno  $T_{rc}$  associati ai terremoti che generano tali accelerazioni. Questi periodi di ritorno possono essere determinati, in assenza di più specifiche valutazioni (come nel caso in cui si scala lo spettro iterando dove il periodo di ritorno dello spettro di capacità è noto), tramite:

$$T_{rc} = T_{rD} \cdot \left( \frac{PGA_C}{PGA_D} \right)^\eta \quad (16)$$

dove  $T_{rD}$  è il periodo di ritorno della domanda ed  $\eta$  è assunto a pari a  $1/0.41$ . Successivamente per ognuno dei periodi sopra individuati, si determina il valore della frequenza media annua di superamento  $\lambda$  attraverso:

$$\lambda = \frac{1}{T_{rD}} \quad (17)$$

Si definiscono successivamente i valori di  $\lambda$  per gli altri stati limiti:  $\lambda(SLO) = 1.67 \cdot \lambda(SLD)$  e  $\lambda(SLC) = 1.67 \cdot \lambda(SLV)$ . Vengono poi introdotti lo Stato Limite di Inizio Danno (SLID) a cui è associato un  $\lambda(SLID) = 0.1$  e lo Stato Limite di Ricostruzione (SLR) a cui è associato un  $\lambda(SLR) = \lambda(SLC)$ . In seguito, ad ogni stato limite viene associato un Costo di ricostruzione (CR) tramite Tabella 13.

Tabella 13: Costo di ricostruzione associato ad ogni stato limite [21]

Stato Limite	CR	$i$
-	%	-
SLR	100	6
SLC	80	5
SLV	50	4
SLD	15	3
SLO	7	2
SLID	0	1

Si valuta poi il parametro PAM (in valore percentuale) come l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti ( $\lambda$ , CR) per ciascuno dei sopra indicati stati limite, a cui si aggiunge il punto ( $\lambda = 0$ , CR=100%) come descritto dal D.M. n.24 del 09 Gennaio 2020 [21].



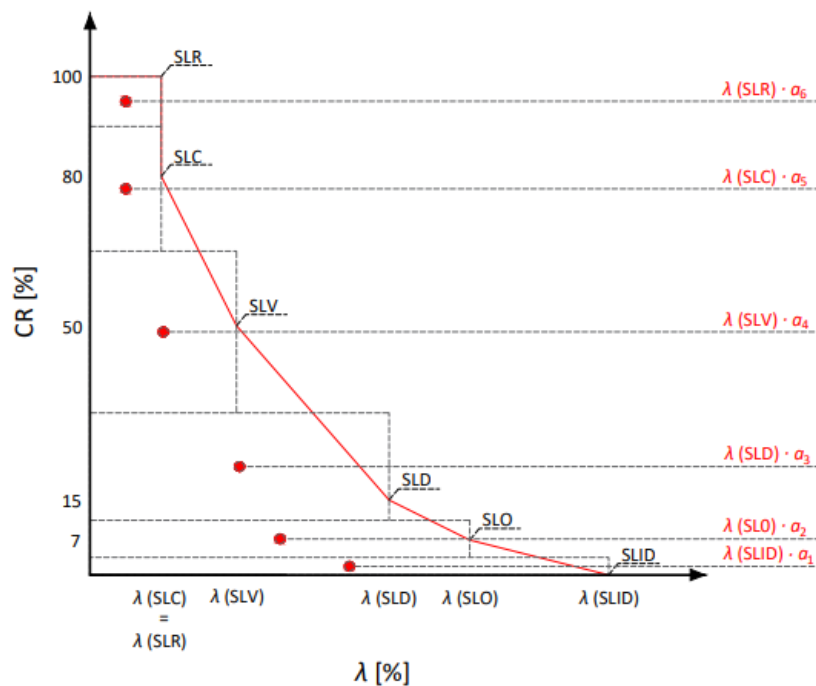


Figura 42: Possibile andamento della curva che individua la PAM e aree sottese al generico SL

Lo stesso risultato, in alternativa all’approccio fornito dalla normativa, si può conseguire considerando  $\lambda$  come funzione di CR, ottenendo:

$$PAM = \int_0^1 \lambda dCR = \sum_{i=1}^6 \lambda(SL_i) \cdot a_i \tag{18}$$

dove l’indice  $i$  rappresenta il generico stato limite (Tabella 9) e i coefficienti  $a_i$  assumono i valori:

$$\left[ \begin{array}{l} a_1 = \frac{CR(SLO)}{2} = 0.035 \\ a_2 = \frac{CR(SLD)}{2} = 0.075 \\ a_3 = \frac{CR(SLV) - CR(SLO)}{2} = 0.215 \\ a_4 = \frac{CR(SLC) - CR(SLD)}{2} = 0.325 \\ a_5 = \frac{CR(SLR) - CR(SLV)}{2} = 0.250 \\ a_6 = \frac{CR(SLR) - CR(SLC)}{2} = 0.100 \end{array} \right. \tag{19}$$

Questa modifica della sommatoria permette di disaggregare il valore del parametro PAM nei contributi dei diversi stati limite (Figura 42).

È inoltre utile sottolineare che il D.M. n.24 del 09 Gennaio 2020 [21] assume che non si possa raggiungere lo stato limite di salvaguardia della vita senza aver raggiunto prima gli stati limite di operatività e danno. Questo si traduce nelle condizioni: (a)  $\lambda(SLD) = \max [\lambda(SLD), \lambda(SLV)]$ ; (b)  $\lambda(SLO) = \max [\lambda(SLO), \lambda(SLV)]$ .

A titolo esemplificativo, è riportato un esempio del calcolo della PAM tramite l'approccio proposto, per la parete 9 (in configurazione 2, dove la  $PGA_C$  allo SLV è dedotta dall'analisi lineare) in Tabella 14 e per la parete 7 (in configurazione 1, dove la  $PGA_C$  allo SLV è ottenuta tramite analisi non lineare e lo spettro è scalato iterando) in Tabella 15. La disaggregazione del parametro PAM secondo i diversi SL consente di evidenziare l'effetto delle analisi non lineari rispetto a quelle lineari. Infatti, nel caso della parete 9 per la quale le capacità sono determinate tramite le sole analisi lineari, gli SLU influiscono per più del 50% sul valore finale della PAM (Tabella 14). Nel caso della parete 7, dove la  $PGA_C$  allo SLV è determinata tramite analisi non lineari, il contributo degli SLU è quasi ininfluenza, essendo pari a circa il 2.5% relativo dell'intera PAM (Tabella 15, ultima colonna). Questo minor contributo si traduce in una riduzione del parametro PAM totale.

Tabella 14: Calcolo del parametro PAM per la parete 9

SL	$i$	$\lambda(SL_i)$	$\alpha_i$	$\lambda(SL_i) \cdot \alpha_i$	Contributo $SL_i$ alla PAM
-	-	%	-	%	%
SLR	6	6.56	0.100	0.66	7.46
SLC	5	6.56	0.250	1.64	18.65
SLV	4	10.00	0.325	3.25	36.95
SLD	3	10.00	0.215	2.15	24.44
SLO	2	10.00	0.075	0.75	8.53
SLID	1	10.00	0.035	0.35	3.98
TOT		=	1	8.80	100

Tabella 15: Calcolo del parametro PAM per la parete 7 (spettro scalato iterando)

SL	$i$	$\lambda(SL_i)$	$\alpha_i$	$\lambda(SL_i) \cdot \alpha_i$	Contributo $SL_i$ alla PAM
-	-	%	-	%	%
SLR	6	0.09	0.100	0.01	0.27
SLC	5	0.09	0.250	0.02	0.68
SLV	4	0.18	0.325	0.06	1.80
SLD	3	10.00	0.215	2.15	64.34
SLO	2	10.00	0.075	0.75	22.44
SLID	1	10.00	0.035	0.35	10.47
TOT		=	1	3.34	100

Una volta definito il parametro PAM è possibile definire la classe di rischio associata mediante Tabella 16. Viene poi calcolato l'Indice di Sicurezza per la Vita IS-V come il rapporto tra  $PGA_C$  e  $PGA_D$  allo SLV in percentuale. Tramite Tabella 17 è possibile, come fatto per la Classe PAM, determinare la Classe IS-V.

Tabella 16: Classi PAM associate ad ogni intervallo di valori PAM

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0.50\%$	$A^+_{PAM}$
$0.50\% < PAM \leq 1.00\%$	$A_{PAM}$
$1.00\% < PAM \leq 1.50\%$	$B_{PAM}$
$1.50\% < PAM \leq 2.50\%$	$C_{PAM}$
$2.50\% < PAM \leq 3.50\%$	$D_{PAM}$
$3.50\% < PAM \leq 4.50\%$	$E_{PAM}$
$4.50\% < PAM \leq 7.50\%$	$F_{PAM}$
$7.50\% < PAM$	$G_{PAM}$

Tabella 17: Classi IS-V associate ad ogni intervallo di valori IS-V

Indice di Sicurezza (IS-V)	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	$A^+_{IS-V}$
$80\% \leq IS-V < 100\%$	$A_{IS-V}$
$60\% \leq IS-V < 80\%$	$B_{IS-V}$
$45\% \leq IS-V < 60\%$	$C_{IS-V}$
$30\% \leq IS-V < 45\%$	$D_{IS-V}$
$15\% \leq IS-V < 30\%$	$E_{IS-V}$
$IS-V \leq 15\%$	$F_{IS-V}$

Si individua la Classe di Rischio della costruzione come la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V.

Nel caso in esame i risultati (Tabella 18) mettono in luce come le analisi lineari siano fortemente penalizzanti ai fini del calcolo del rischio sismico. Infatti, le analisi non lineari, a discapito di un maggiore onere computazionale, attribuiscono una classe di rischio sismico migliore di tre categorie rispetto a quelle lineari, passando infatti da una classe G ad una classe D. Per quanto riguarda la procedura con cui determinare la  $PGA_c$  nel caso in cui è necessario scalare lo spettro di domanda, i risultati per il caso in esame evidenziano una differenza minima tra procedura iterativa e procedura lineare per scalare lo spettro di domanda ed ottenere quello di capacità (Figura 43). L'approccio lineare per scalare lo spettro di risposta risulta più rapido, anche se a discapito di un lieve errore nel computo della  $PGA_c$ . Inoltre, un ulteriore parametro da prendere in considerazione è l'inverso della PAM, ovvero il periodo temporale nel quale la perdita attesa eguaglia il costo di ricostruzione. Questo parametro evidenzia il carattere convenzionale del metodo: tale periodo vale infatti circa 10 anni per la parete 9 e circa 30 anni per la parete 7 (Tabella 18).

Tabella 18: Classe di rischio sismico stato di fatto, per i differenti casi proposti

Parete ; Configurazione	Analisi SLV ; Metodo per scalare lo spettro	$PGA_c$ (SLD) g	$PGA_c$ (SLV) g	PAM %	1/PAM anni	Classe PAM	IS-V -	Classe IS-V	Classe di rischio
9 ; 2	Lineare ; Lineare	0.018	0.037	8.796	11	G	0.154	E	Classe G
7 ; 1	Non Lineare ; Iterativo	0.023	0.168	3.342	29	D	0.739	B	Classe D
7 ; 1	Non Lineare ; Lineare	0.023	0.155	3.455	28	D	0.771	B	Classe D

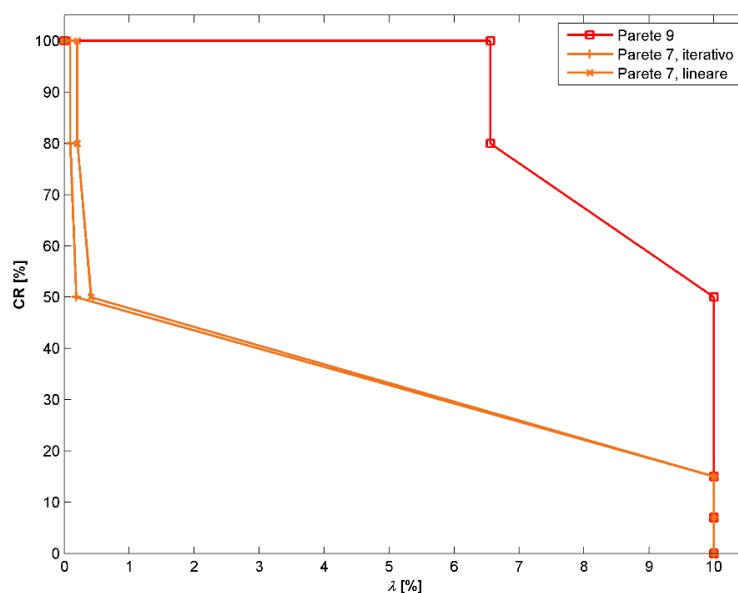


Figura 43: Curva ( $\lambda$ , CR) stato di fatto, per i differenti casi proposti

Infine, è utile ricordare come il metodo proposto dal D.M. n.24 09 Gennaio 2020 [21] sia stato calibrato per analisi globali di edifici ad uso residenziale, e quindi con vita nominale pari a 50 anni [22]. Ciò rende meno preciso questo strumento nel caso di meccanismi locali ed edilizia scolastica.

### 3.4.2 Calcolo della classe di rischio sismico per la risposta globale

Così come per i meccanismi locali, anche per la risposta globale della scuola è stata valutata la classe di rischio sismico. Analogamente è stata utilizzata la procedura convenzionale e i parametri PAM e IS-V sono stati valutati seguendo le indicazioni fornite nel D.M. n.24 del 09 Gennaio 2020 [21]. Si sono individuate le analisi pushover più punitive per entrambe le direzioni X e Y della scuola ed è stata attribuita la classe di rischio sismico. In Figura 44 si riporta la curva definita per il calcolo della PAM, ovvero l'area sottesa alla curva rappresentante le perdite economiche dirette determinata dai valori di frequenza media annua di superamento ( $\lambda_{SL,i}$ ) e i valori di perdita associati, definiti nel suddetto D.M. n.24 del 09 Gennaio 2020 [21]. Nella Tabella 19 sono invece riassunti i termini necessari per definire la classe di rischio sismico che risulta essere la classe D. Come si osserva, la direzione più gravosa è quella trasversale (direzione Y) che ha un indice di sicurezza per la vita (IS-V) rientrante nella classe D.

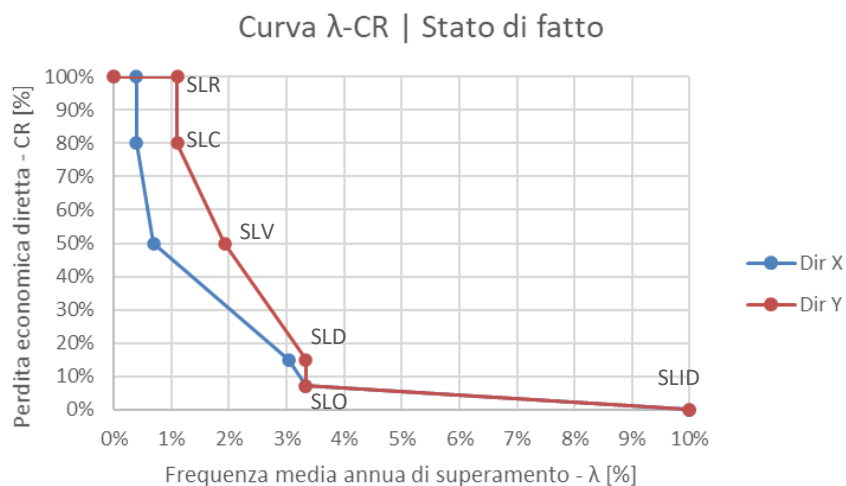


Figura 44. Curva ( $\lambda$ , CR) per lo stato di fatto in direzione X e Y

Tabella 19. Classe di rischio sismico calcolata per le direzioni X e Y

Direzione	Analisi SLV	PGA <sub>c</sub> (SLD) m/s <sup>2</sup>	PGA <sub>c</sub> (SLV) m/s <sup>2</sup>	PAM %	1/PAM anni	Classe PAM	IS-V -	Classe IS-V	Classe di rischio
<b>X</b>	Analisi pushover	0.726	1.292	1.623	62	C	0.537	C	Classe C
<b>Y</b>	Analisi pushover	0.535	0.830	2.326	43	C	0.345	D	Classe D

## 4 VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA

---

### 4.1 DEFINIZIONE DEI MODELLI

La valutazione energetica dello stato di fatto e degli interventi migliorativi volti all'efficientamento dell'involucro e degli impianti termici è stata effettuata utilizzando due approcci:

- Modello dinamico mediante l'utilizzo del software *TRNSYS*.
- Modello quasi-stazionario mediante l'utilizzo del software *EDILCLIMA*.

Il primo approccio permette la valutazione dettagliata delle prestazioni energetiche dell'edificio, effettuata mediante simulazione dinamica su base oraria. Il secondo approccio permette la valutazione delle prestazioni energetiche dell'edificio sulla base della normativa vigente. Tale approccio è meno preciso rispetto al sistema dinamico realizzato in *TRNSYS*, in quanto il metodo quasi-stazionario prevede un calcolo basato sui valori medi mensili e sui parametri di riferimento previsti dalla normativa. Tuttavia, tale metodo permette di valutare il fabbisogno di energia primaria e la classe energetica dell'edificio.

#### 4.1.1 Modello dinamico

Il calcolo del fabbisogno di energia termica (solo sensibile) è stato effettuato attraverso lo studio di un sistema dinamico in *TRNSYS* che coinvolge sia il modello dell'edificio di riferimento, sia le condizioni climatiche e i carichi termici dovuti alla presenza degli alunni e del personale scolastico. La costruzione del modello è stata effettuata attraverso le seguenti fasi:

- Creazione del modello multi-zona dell'edificio: per la creazione del modello edificio vengono definite le caratteristiche geometriche, l'orientazione e le proprietà termiche delle superfici opache (murature esterne ed interne), trasparenti (infissi) e dei ponti termici. Tale operazione è stata effettuata tramite il software *TRNBUILD*. Per aumentare il grado di dettaglio del modello, l'edificio è stato suddiviso in 21 zone termiche, ovvero zone che presentano caratteristiche simili in termini di tasso di occupazione, temperatura e carichi termici.
- Definizione del tasso di occupazione e di utilizzo dell'edificio: in questa fase sono stati definiti i giorni di utilizzo della struttura in relazione al calendario scolastico (200 giorni/anno), il tasso di occupazione oraria degli alunni e del personale scolastico in ognuna delle zone dell'edificio, il periodo di accensione dell'impianto di riscaldamento (in base al D.P.R. 412/93 [23]) e dell'impianto di illuminazione.
- Creazione del sistema dinamico per il calcolo del fabbisogno energetico dell'edificio: il modello edificio è stato implementato nel *Simulation Studio* di *TRNSYS* tramite la *Type56*. Il fabbisogno di energia termica sensibile è stato ricavato risolvendo il bilancio di energia delle singole zone in ogni intervallo di tempo della simulazione. In questa fase sono state definite le condizioni al contorno, ovvero la temperatura dell'aria esterna e gli apporti solari dell'anno tipico di riferimento (Test Reference Year) costruito su base oraria.

Vengono definiti i componenti dell'involucro nello stato di fatto dell'edificio e i parametri principali utilizzati nelle simulazioni.



- **Componenti involucro opaco**

Come descritto in §2.3, i muri esterni ed interni sono costituiti prevalentemente da pietrame a conci sbozzati con elementi di spessore tra i 55-70 cm e solai in latero-cemento. I valori di trasmittanza termica equivalente ( $U_{eq}$ ) dei componenti costituenti l'involucro opaco sono caratteristici dell'edilizia non-residenziale degli anni Trenta del Novecento e sono riportati in Tabella 20, in accordo con l'abaco delle strutture riportato dalla norma italiana UNI/TR 11552:2014. I valori di trasmittanza di Tabella 20 tengono conto della resistenza termica addizionale tra l'aria (esterna o interna) a contatto con la superficie (verticale o orizzontale) dei vari componenti definiti dalla stessa normativa. Riguardo gli ambienti che presentano un controsoffitto, nella composizione si è considerato uno strato aggiuntivo costituito da intercapedine d'aria e cartongesso con spessore 1 cm.

Tabella 20. Trasmittanza termica equivalente dell'involucro opaco

Tipologia componente (in accordo con UNI/TR 11552:2014)		$U_{eq}$ (W/(m <sup>2</sup> K))
MPI02	Muratura esterna	1.98-2.42
MPI02	Muratura interna	1.67-1.87
SOL08	Basamento	1.15
SOL04	Solaio	1.2-1.64
CIN04	Copertura inclinata	1.79

Il flusso di calore addizionale dovuta alla presenza di ponti termici è stato implementato nel modello attraverso il computo della trasmittanza termica lineare  $\psi$ , calcolata tramite l'ausilio del software *IRIS 5* in accordo con la norma EN ISO 14638:2017. In Tabella 21 vengono riportati i valori di  $\psi$  interni ed esterni, relativi alle giunzioni tra i vari elementi dell'involucro.

Tabella 21. Trasmittanza termica lineare dei ponti termici

Tipo di giunzione del ponte termico	$\psi_e$ (W/(m K))	$\psi_i$ (W/(m K))
Murature esterne	-2.3	0.6
Murature esterne/Solai	0.0	0.3
Murature esterne/Coperture	-1.4	0.3
Murature esterne/Interne	0.0	0.7

- **Componenti involucro trasparente**

Gli infissi presenti nell'edificio nello stato di fatto sono stati selezionati dalla libreria di *TRNSYS* e sono stati implementati nel modello assumendo telaio in legno e vetri singoli (con trasmittanza termica pari a 5.7 W/(m<sup>2</sup> K)). La frazione tra superficie del telaio e del vetro è stata fissata al 20%.

- **Tasso di occupazione**

Per valutare correttamente i consumi energetici è necessario definire il tasso di occupazione e di utilizzo delle diverse zone dell'edificio. Il numero di persone all'interno dell'edificio è stato stimato pari a 200, di cui 144 alunni della scuola primaria, 20 alunni della scuola materna e 36 del personale scolastico. Si assume un numero di giorni di attività scolastica complessivi pari a 200 giorni/anno, considerando un'occupazione delle zone dal lunedì al sabato con i seguenti orari:

- Aule: 8:00÷13:00 e 14:00÷17:00
- Uffici: 8:00÷17:00
- Mense e cucina: 12:00÷14:00

Si considerano i giorni di chiusura dell'istituto durante le varie festività natalizie, pasquali e durante i mesi estivi (da metà giugno a metà settembre), in accordo con il calendario scolastico.

- **Impianto termico**

Nelle simulazioni dinamiche, per il calcolo del fabbisogno energetico viene ipotizzato di impiegare un impianto ideale centralizzato per il riscaldamento degli ambienti di potenza illimitata. Le temperature di set-point degli ambienti riscaldati vengono fissate a 20 °C per le aule, gli uffici del personale e le mense, e 18°C per i bagni, corridoi e spazi saltuariamente occupati, in accordo con tasso di occupazione e dell'accensione dell'impianto di riscaldamento, limitato al periodo tra il 1 novembre e il 15 aprile con limite pari a 12 ore/giorno (zona climatica D). Gli unici ambienti non riscaldati dell'edificio sono il locale termico e la soffitta. Il calcolo del fabbisogno energetico per la produzione di acqua calda sanitaria (ACS) è stato effettuato tramite la normativa UNI 11300-2:2014 assumendo un prelievo pari 8 litri/giorno per utente con temperatura dell'acqua erogata pari a 40°C e considerando la presenza di un serbatoio di accumulo.

- **Carichi interni**

I carichi termici interni generati dalla presenza di persone e dall'accensione dei corpi illuminanti e dei dispositivi elettrici come PC desktop, telefoni e fax, sono riportati in Tabella 22, in accordo con quanto indicato da ENEA e dalla normativa europea EN 16798-1:2019.

*Tabella 22. Carichi termici interni usati nelle simulazioni*

Illuminazione (lampade al neon)	3.9	W/m <sup>2</sup>
Persone (carico sensibile)	13.8	W/m <sup>2</sup>
Cappe aspirazione cucina	200	W
Stampanti	50	W
Telefono fisso/Fax	10	W
PC desktop	200	W

- **Dati climatici**

I dati climatici utilizzati per le simulazioni sono relativi all'anno tipico di riferimento (*Test Reference Year*) costruito sulla base di serie storiche per la località di Ancona, essendo la località censita più vicina e disponibili sul sito di *EnergyPlus* (<https://energyplus.net/>). I fabbisogni di energia per il riscaldamento sono stati in seguito scalati e destagionalizzati sulla base di gradi giorno (GG) del comune di Caldarola (GG = 2005, in accordo con la UNI 10349).

- **Ventilazione e infiltrazione**

Poiché l'edificio scolastico non è dotato di unità di trattamento dell'aria, la sola ventilazione naturale è stata considerata nelle simulazioni dinamiche, la quale è legata all'apertura delle finestre per il ricambio dell'aria. Si considera un tasso di ventilazione naturale pari a 0.8 volumi/ora nelle zone ad elevata intensità di occupanti come le aule scolastiche, le mense e i locali connessi all'utilizzo della cucina. Inoltre, un tasso di infiltrazione d'aria attraverso l'involucro è stato considerato costante durante tutto l'anno e pari a 0.2 volumi/ora.

#### 4.1.2 Modello quasi-stazionario

Per il calcolo delle prestazioni energetiche e per determinare i fattori di energia primaria utili per definire la classe energetica dell'edificio, si è ricorso all'utilizzo del software commerciale *EDILCLIMA* (EC700). In questo caso viene richiesto di definire la destinazione d'uso dell'edificio come E.7, adibito ad attività scolastiche a tutti i livelli e assimilabili. Vengono inoltre definiti i dati climatici relativi al comune di Caldarola (MC), in accordo con la normativa UNI 10349.

L'involucro opaco (muri esterni, interni e coperture) e trasparente è stato dunque modellato mediante "input grafico" del programma (Figura 45). Analogamente a quanto fatto nel modello *TRNSYS*, il volume dell'edificio è stato suddiviso internamente in diverse zone termiche corrispondenti agli ambienti climatizzati e non-climatizzati. Per quanto riguarda le zone climatizzate, sono state impiegate le stesse assunzioni riportate in §4.1.1 per le temperature di set-point. In questo caso la composizione degli elementi dell'involucro opaco e degli infissi è stata effettuata in accordo con la UNI/TR 11552:2014 (vedi Tabella 20) e con quanto riportato nel paragrafo precedente anche per i dati di input relativi a carichi interni, tasso di ventilazione, accensione e spegnimento degli impianti.

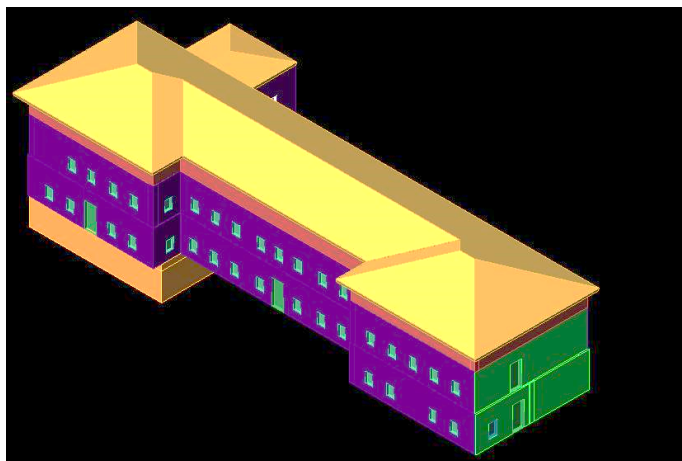


Figura 45. Modello dell'edificio mediante la funzione di input grafico di *EDILCLIMA*

## 4.2 RISULTATI EDIFICIO STATO DI FATTO

### 4.2.1 Fabbisogno di energia utile (modello dinamico)

I risultati ottenuti dalle simulazioni dinamiche in *TRNSYS* vengono riportati in Tabella 23 per la stima del fabbisogno di energia termica ed elettrica dell'istituto scolastico. Il fabbisogno di ACS è stato invece ottenuto mediante metodo quasi-stazionario come indicato dalla UNI 11300-2:2014. In questo caso è possibile determinare la potenza utile dell'impianto termico pari a 200 kW.

Tabella 23. Fabbisogni di energia termica (riscaldamento ed ACS) ed elettrica (dispositivi elettrici e illuminazione), kWh/anno

	Riscaldamento	ACS	Dispositivi	Illuminazione
Gennaio	25 877	1 240	392	1 256
Febbraio	23 767	1 313	429	1 379
Marzo	16 391	1 367	459	1 478
Aprile	474	819	345	1 108
Maggio	-	997	465	1 493
Giugno	-	291	221	711
Luglio	-	-	-	-
Agosto	-	-	-	-
Settembre	-	308	233	747
Ottobre	765	1 037	483	1 550
Novembre	11 354	1 255	399	1 279
Dicembre	18 333	1 170	356	1 142
<b>Totale</b>	<b>96 961</b>	<b>9 798</b>	<b>3 780</b>	<b>12 143</b>

Per determinare la strategia di intervento di riqualificazione energetica migliore è necessario fornire una stima dei consumi di esercizio. Si considera quindi che l'impianto termico costituito da caldaia a gas sia centralizzato e dotato di serbatoio di accumulo per l'ACS. Per il sistema idronico di distribuzione dell'acqua tecnica si considera un basso livello di isolamento delle tubazioni, mentre per il sistema di emissione, composto da radiatori posizionati sulle pareti esterne, viene considerata una temperatura media dell'acqua di circolazione pari a 75 °C. In accordo con la UNI 11300-2:2014, si considera un rendimento globale del sistema di riscaldamento pari a 0.75 e pari a 0.85 per la produzione di ACS. Il rendimento dei dispositivi elettrici viene invece considerato unitario. Il consumo di energia termica ed elettrica relativo agli impianti reali risulta dunque pari a:

- Energia termica 178 721 kWh/anno
- Energia elettrica 15 919 kWh/anno

Per l'energia termica, il consumo dovuto al riscaldamento dell'edificio incide per circa il 93%, mentre il restante 7% è dovuto alla produzione di ACS. Considerando il costo unitario del gas naturale pari a **0.71 €/Smc** e dell'elettricità pari a **0.18 €/kWh**, è possibile ricavare i costi annui di esercizio dell'istituto scolastico nello stato di fatto (Tabella 24)

Tabella 24. Costi annui di esercizio dell'istituto scolastico calcolati mediante simulazione dinamica, in accordo con la UNI 11300-2:2014. Per il gas naturale si assume un PCI = 10.58 kWh/Smc

Gas Naturale	16 887 Smc/anno	11 884 €/anno
Energia Elettrica	15 919 kWh/anno	2 865 €/anno
<b>Totale (Stato di Fatto)</b>		<b>14 750 €/anno</b>

#### 4.2.2 Classe energetica (modello quasi-stazionario)

La classe energetica dell'edificio è stata valutata tramite modello quasi-stazionario e mediante l'ausilio di EDILCLIMA. In questo caso risulta che l'indice di energia primaria relativa alle risorse non-rinnovabili è pari a 202.6 kWh/(m<sup>2</sup> anno), determinando la classe energetica "E" dell'edificio scolastico nello stato di fatto (Figura 46).



Figura 46. Classe energetica edificio (stato di fatto)

## 5 STRATEGIE DI INTERVENTO

### 5.1 INTERVENTI NEI CONFRONTI DEI MECCANISMI LOCALI

La modellazione della risposta strutturale nei confronti dei meccanismi fuori dal piano ha messo in luce la necessità di incrementare la capacità attraverso l'utilizzo di catene metalliche. Si tratta di un intervento di rapida esecuzione e basso impatto, oltre che dai costi contenuti [25]. Non è quindi un caso che nell'edificio fosse già presente questo sistema di protezione sismica, seppure senza un'applicazione sistematica. Nelle precedenti verifiche nello stato di fatto si è deciso di trascurare questi elementi, a causa della mancanza di informazioni su proprietà geometriche e meccaniche.

#### 5.1.1 Descrizione dell'intervento e definizione dei modelli di analisi

Il progetto delle catene metalliche deve tenere in considerazione diversi meccanismi di collasso. Difatti, la capacità ultima può essere raggiunta non solo per resistenza a trazione della barra metallica, per resistenza a flessione del capochiave, ma anche per scorrimento-punzonamento della muratura o per pressione di contatto tra la piastra di ancoraggio e la parete muraria. Di seguito sono specificate le formule di verifica per tutti i tipi di collasso che si possono innescare. Queste sono formulate prendendo come riferimento una piastra rettangolare (Figura 47) o un paletto sempre di forma rettangolare, ma facilmente estendibili ad altre forme. Si definiscono inoltre due filosofie progettuali: una elastica e una duttile.

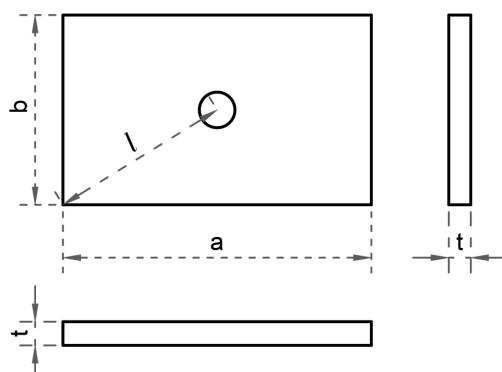


Figura 47: Piastra di ancoraggio rettangolare

- Resistenza a trazione della catena metallica,  $R_t$

$$R_t = \min \left\{ A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} ; 0.9 \cdot A_{net} \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right\} \quad (20)$$

dove:  $A$  rappresenta l'area totale della sezione della catena,  $f_{yk}$  è la resistenza di snervamento caratteristica dell'acciaio,  $\gamma_{M0}$  è il coefficiente di sicurezza dell'acciaio (pari a 1.05),  $A_{net}$  è l'area della catena al netto della filettatura,  $f_{tk}$  è la tensione di rottura caratteristica dell'acciaio e  $\gamma_{M2}$  è il coefficiente parziale di sicurezza proprio delle sezioni tese e indebolite (pari a 1.25).

- Resistenza del capochiave,  $R_{wa}$ : con l'Equazione (a) riferita alla piastra [25] e (b) al paletto:

$$R_{wa} = \frac{t^2 \cdot a \cdot b \cdot f_{yd}}{3l^2} \quad (a) \quad (21)$$

$$R_{wa} = \frac{8 \cdot W_{pl} \cdot f_{yd}}{a} \quad (b)$$

dove:  $a$ ,  $b$  sono i lati della piastra (ovvero  $a$  è la lunghezza del paletto),  $t$  è lo spessore della piastra,  $f_{yd}$  è la resistenza di snervamento di progetto dell'acciaio del capochiave,  $l$  rappresenta invece la massima distanza non ancorata che può avere la piastra (come in Figura 47, in un piatto rettangolare, questa può essere assunta pari alla metà della diagonale) e  $W_{pl}$  è il modulo di resistenza plastico per la sezione netta del paletto.

- Resistenza a scorrimento-punzonamento,  $R_{sp}$

$$R_{sp} = 2 \cdot s \cdot [(a + s \cdot \tan \beta) \cdot (\tau_{0d} + \mu \cdot \sigma_v)] + 2 \cdot s \cdot [b \cdot \tan \beta (1.5 \cdot \tau_{0d})] \quad (22)$$

dove:  $s$  rappresenta lo spessore della parete,  $\beta$  rappresenta l'angolo di diffusione del carico, che può essere assunto pari a  $45^\circ$  [26],  $\tau_{0d}$  è la resistenza a taglio della muratura in assenza di sforzi assiali,  $\mu$  è l'angolo di attrito della muratura e  $\sigma_v$  è la tensione di compressione dovuta ai carichi verticali.

- Resistenza a compressione della muratura [25],  $R_c$

$$R_c = \min \left\{ 3; \sqrt{\frac{(b + 2 \cdot s) \cdot (a + 2 \cdot s)}{a \cdot b}} \right\} \cdot a \cdot b \cdot f_d \quad (23)$$

dove:  $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

Una volta descritte le resistenze del sistema catena è necessario descrivere il dimensionamento e la successiva verifica dell'intervento. Come accennato in precedenza, in questo caso studio verranno proposte due filosofie progettuali. La prima è elastica, con la resistenza finale pari alla minore tra tutte quelle sopracitate:

$$R_d = \min \{R_t, R_{wa}, R_{sp}, R_c\} \quad (24)$$

La seconda è duttile e il primo meccanismo ad attivarsi deve essere lo snervamento nella barra d'acciaio. La resistenza finale sarà quella della barra avendo dapprima verificato che tutti gli altri meccanismi abbiano capacità adeguatamente superiori, secondo i criteri del capacity design:

$$R_d = R_t = A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} < 0.9 \cdot A_{net} \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}} ; \quad (25)$$

$$R_{wa}, R_{sp}, R_c > \gamma_{Rd} \cdot R_t$$

dove:  $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovreresistenza per strutture in acciaio per garantire il capacity design (pari a 1.25).

Per quanto riguarda il progetto dei tiranti, è stato deciso di applicare due serie di tiranti: (1) all'intradosso del solaio tra piano terra e piano primo (2) all'intradosso del solaio tra piano primo e sottotetto. Gli schemi statici visti nel capitolo precedente vengono modificati con l'introduzione delle azioni dovute ai tiranti (Figura 48). Al fine di semplificare il calcolo ed in virtù degli interventi di irrobustimento delle pareti (tirantini) è stato deciso di dimensionare e di verificare le pareti rinforzate con il solo meccanismo 1, ovvero quello con formazione della cerniera allo spiccato. È inoltre importante sottolineare come le quote dei tiranti siano state opportunamente valutate (abbassandole per le catene in prossimità della copertura) al fine di ottenere un



adeguato sforzo normale agente nella zona di applicazione del rinforzo. Questo incremento di tensione verticale offre un effetto benefico sulla resistenza a scorrimento-punzonamento  $R_{sp}$ , spesso determinante nel dimensionamento del sistema di rinforzo.

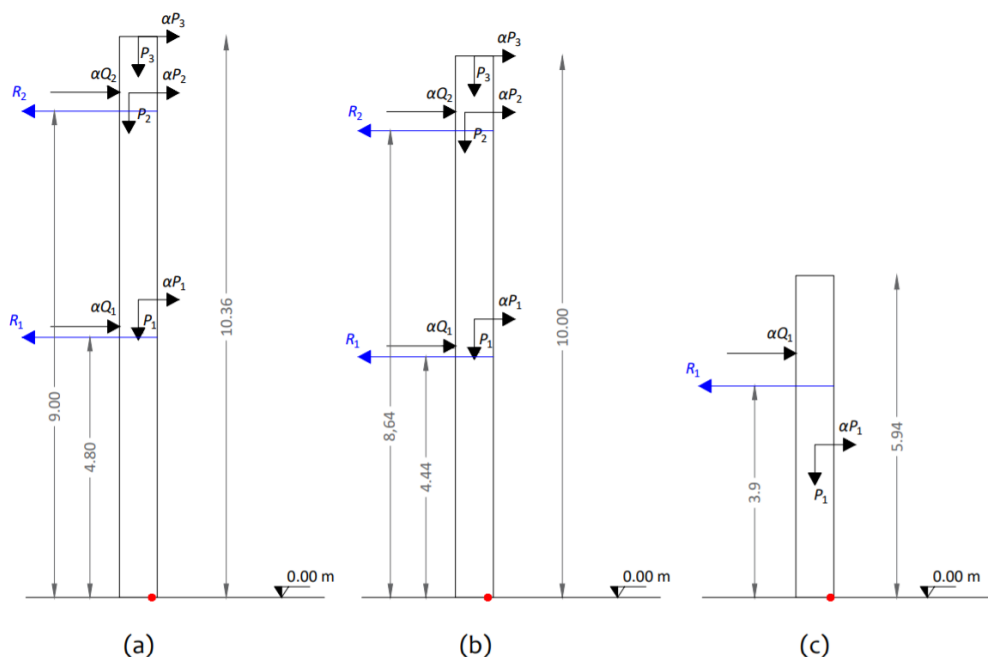


Figura 48: Quota di applicazione dei tiranti (a) modello per pareti 3, 5, 7 (b) modello per pareti 2, 8, 9 (c) modello per pareti 1, 8.1, 13

### 5.1.2 Analisi strutturale e verifica dello stato di progetto

Una volta definito il criterio progettuale che si intende perseguire è necessario utilizzare un criterio di predimensionamento. A tal fine sarà sufficiente utilizzare l'Equazione (26) per stimare il moltiplicatore minimo cui il meccanismo deve resistere ( $\alpha_{0,min}$ ).

$$\alpha_{0,min} = \frac{\zeta_E a_g S(P_{VR} = 0.1) e^* FC}{g q} \quad (26)$$

In funzione del tipo di approccio adottato si dovrà utilizzare un fattore di comportamento  $q$  specifico: (a) approccio elastico  $q = 1$ , (b) approccio duttile  $q = 2$ . L'utilizzo del secondo approccio è subordinato all'esplicitarsi di un'effettiva duttilità. L'esecuzione di una filettatura di estremità comporta una forte riduzione dello spostamento ultimo negli acciai al carbonio [25], a causa della prossimità fra tensione di snervamento e tensione di rottura. Una distanza molto maggiore fra tali tensioni si presenta ricorrendo invece ad acciai inossidabili. Pertanto, l'intervento elastico è realizzato con acciaio al carbonio S275, quello duttile con acciaio inossidabile del tipo 1.4301 [27].

Una volta definito il moltiplicatore minimo sarà possibile stimare la forza di trazione necessaria per ciascun tirante,  $R_{min}$ :

$$R_{min} = \frac{\alpha_{0,min} [\sum_{k=1}^n P_k \delta_{Px,k} + \sum_{k=1}^m Q_k \delta_{Qx,k}] - \sum_{k=1}^n P_k \delta_{Py,k}}{\sum_{k=1}^N \delta_{R,k}} \quad (27)$$

dove:  $N$  è il numero dei tiranti applicati al blocco e  $\delta_{R,k}$  è lo spostamento virtuale del  $k$ -esimo tirante.

L'analisi dei meccanismi implementati con le catene è analoga a quella fatta per i cinematismi non rinforzati. Lo stesso può essere detto per quanto riguarda la fase di verifica. La capacità della struttura viene modificata introducendo il contributo dei tiranti metallici, come definito nell'Equazione (28), dove  $R_k$  è la  $k$ -esima forza del tirante applicata al macroelemento, usualmente lievemente più grande di quella minima espressa dall'Equazione (27).

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^n P_k \delta_{Py,i} + \sum_{k=1}^N R_k \delta_{R,k}}{\sum_{k=1}^n (P_k) \delta_{Px,k} + \sum_{k=1}^m (Q_k) \delta_{Qx,k}} \quad (28)$$

Successivamente, come nel caso senza rinforzo, sarà necessario valutare lo spostamento ultimo del meccanismo. In maniera semplificata si calcola il lavoro delle forze di gravità e delle catene e lo si divide per la somma delle forze di gravità (29). L'errore che si commette rispetto a un'analisi agli spostamenti finiti è tendenzialmente trascurabile.

$$d_{CO} = \frac{\sum_{k=1}^n P_k \delta_{Py,k} + \sum_{k=1}^N R_k \delta_{R,k}}{\sum_{k=1}^n P_k + \sum_{k=1}^m Q_k} \quad (29)$$

Una volta valutati il moltiplicatore che attiva il meccanismo e lo spostamento ultimo è possibile determinare la curva di capacità come fatto nel § 3.3.1.

A scopo esemplificativo si riportano in Tabella 25 i valori del moltiplicatore di collasso minimo, del contributo minimo che deve offrire un tirante, nonché le capacità dei diversi meccanismi di collasso del sistema tirante – capochiave - muratura di capochiave per la parete 2. Quindi, come fatto in precedenza si riportano i risultati nel piano ADRS della parete rinforzata con i tiranti per la parete 2 (Figura 49) e una rappresentazione schematica della sezione e del prospetto dopo l'inserimento dei tiranti (Figura 50). In Tabella 26 sono riportate le catene necessarie per ogni parete. Infine, in Figura 51 è riportato uno schema della disposizione in pianta dei tiranti. Si noti che quando il muro trasversale, cui si accosta in tirante, non è continuo da facciata a facciata (almeno in termini di fasce di piano) si ricorre a una coppia di tiranti, ognuno dei quali efficace per una delle facciate. Il confronto tra il progetto elastico e quello duttile mette in luce come l'utilizzo dell'approccio non lineare fornisca un'importante riduzione delle dimensioni del sistema catena (sia del tirante metallico che del capochiave). Come accennato in precedenza, l'utilizzo dell'approccio duttile è subordinato all'utilizzo dell'acciaio INOX, più costoso dell'acciaio al carbonio tradizionale. Questa differenza in termini di costo della materia prima è però più che compensata da: (a) riduzione della quantità di materiale (b) guadagno in termini di durabilità (c) vantaggi pratici per quanto riguarda le dimensioni del capochiave (l'utilizzo dell'approccio elastico richiede spesso l'utilizzo di ingombranti paletti di ancoraggio).

Tabella 25: Dimensionamento, progetto e capacità del sistema di rinforzo per la parete 2

Approccio	Dimensionamento		Progetto			Capacità			
	$\alpha_{0,min}$	$R_{min}$	Materiale	$\phi$ Tirante	$a \cdot b \cdot t$ Piastra	$R_t$	$R_{wa}$	$R_{sp}$	$R_c$
	-	kN	-	mm	mm	kN	kN	kN	kN
ELASTICO	0.306	73	S275	20	400-300-45	76	85	77	420
DUTTILE	0.153	32	1.4301	16	150-150-40	36	53	57	79

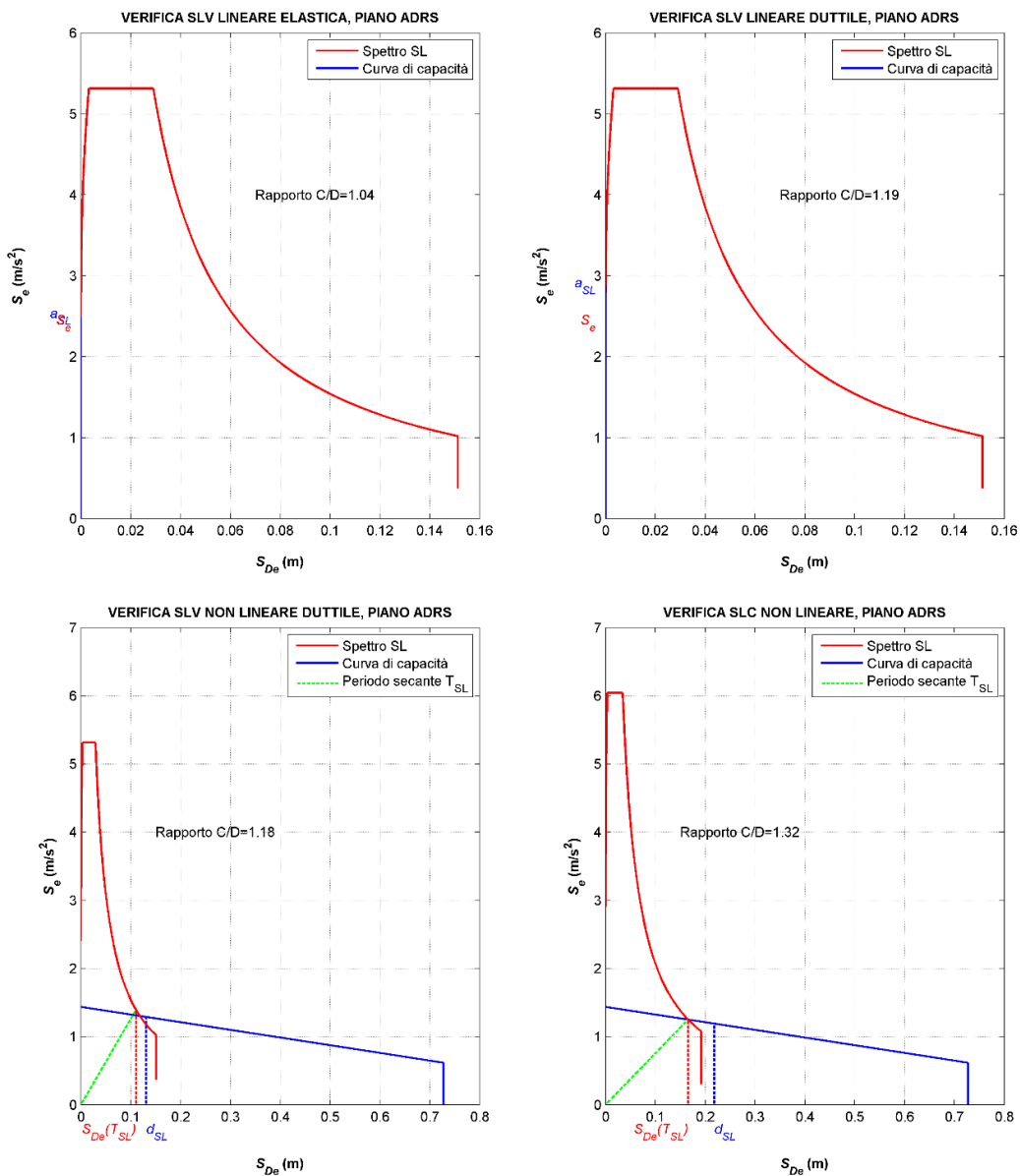


Figura 49: Verifica nel piano ADRS per la parete 2, in seguito all'applicazione dei tiranti

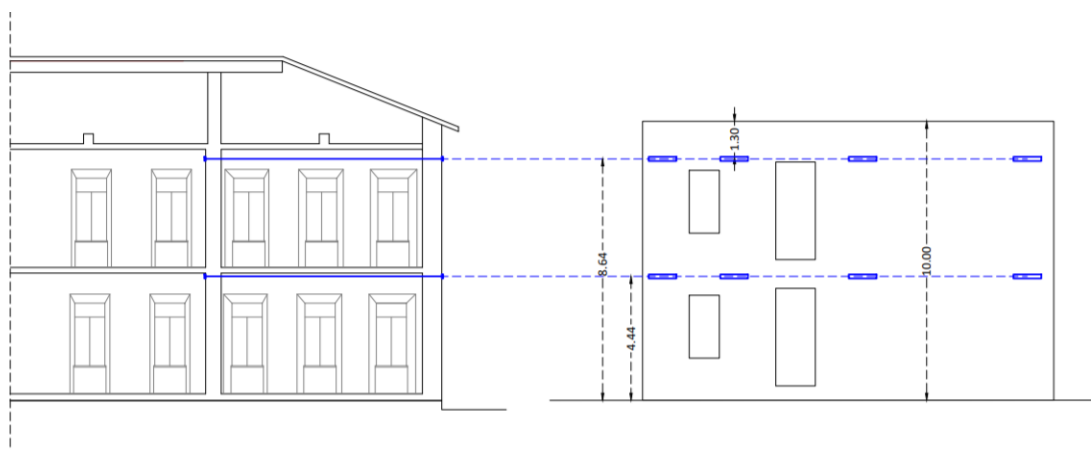


Figura 50: Schema in sezione (sinistra) e in prospettiva (destra) della disposizione dei tiranti per la parete 2

Tabella 26: Sintesi del progetto dei tiranti per ogni parete, per le diverse filosofie progettuali

Parete	Approccio	Materiale	Tirante				Piastra/Paletto		
			$R_{min}$ (kN)	$n_1$	$n_2$	$\phi$ (mm)	$a$ (mm)	$b$ (mm)	$t$ (mm)
1	ELASTICO	S275	48	2	-	16	200	200	40
	DUTTILE	1.4301	14	2	-	12	100	100	30
2	ELASTICO	S275	73	4	4	20	400	300	45
	DUTTILE	1.4301	32	4	4	16	150	150	40
3	ELASTICO	S275	97	3	3	24	1000	150	40
	DUTTILE	1.4301	42	3	3	18	200	150	50
5	ELASTICO	S275	68	5	5	20	400	300	45
	DUTTILE	1.4301	29	5	5	16	150	150	40
7	ELASTICO	S275	91	3	3	22	1000	150	40
	DUTTILE	1.4301	41	3	3	18	200	150	50
8	ELASTICO	S275	64	4	4	20	400	300	45
	DUTTILE	1.4301	29	4	4	16	150	150	40
8.1	ELASTICO	S275	132	2	-	27	1300	200	45
	DUTTILE	1.4301	46	2	-	18	200	200	45
9	ELASTICO	S275	93	7	9	22	1000	150	40
	DUTTILE	1.4301	40	7	9	18	200	150	50
13	ELASTICO	S275	108	2	-	27	1300	200	45
	DUTTILE	1.4301	37	2	-	18	200	200	45

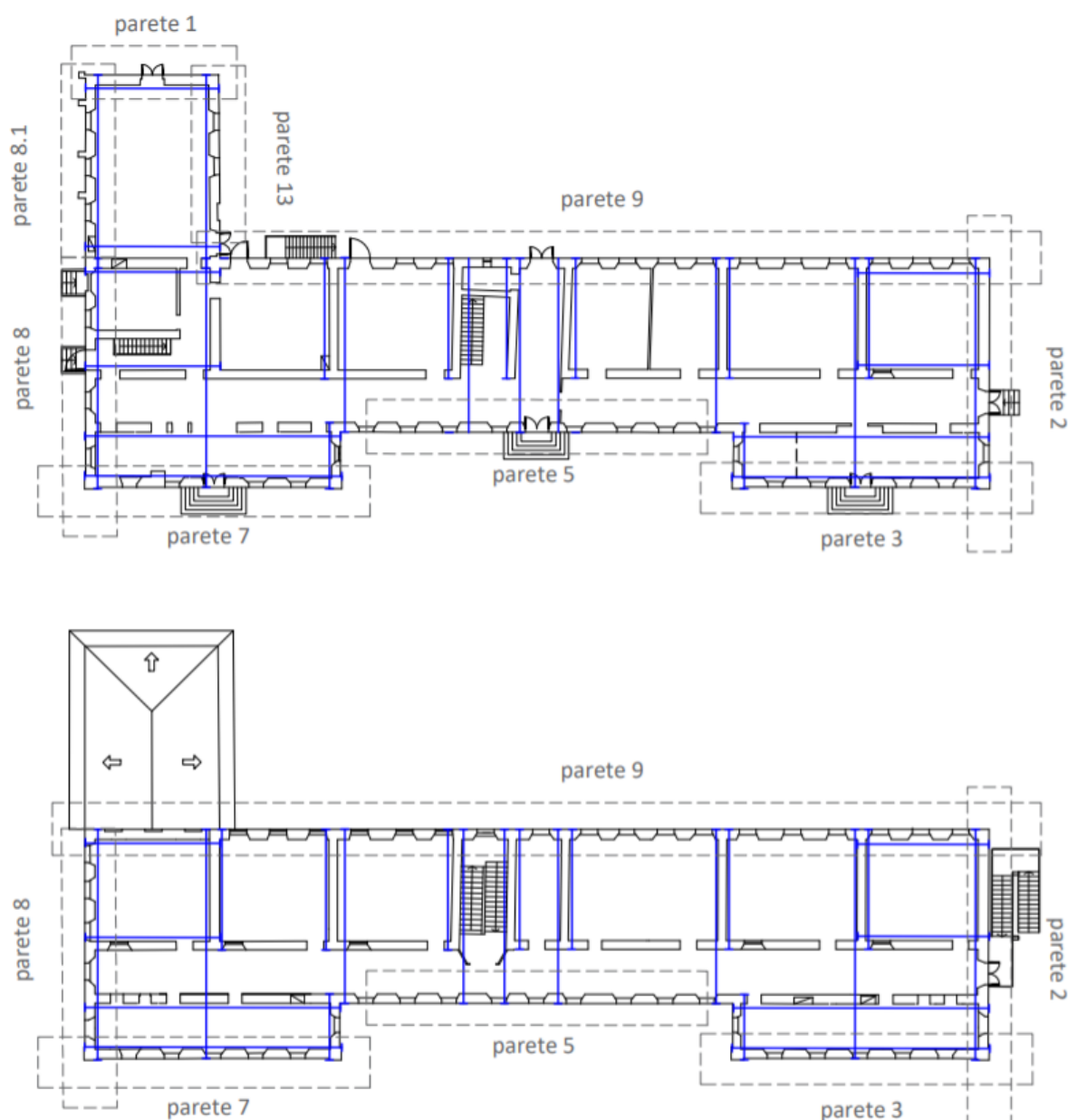


Figura 51: Schema in pianta della disposizione dei tiranti, (sopra) livello 1 (sotto) livello 2

### 5.1.3 Classe di rischio sismico

Una volta progettati gli interventi è necessario calcolare nuovamente la classe di rischio sismico. Viene quindi selezionata la parete più vulnerabile in seguito all'intervento di rinforzo (ovvero quella con il rapporto  $C/D$  minore). Il calcolo del rischio sismico verrà distinto per il caso del progetto elastico, dove la parete più vulnerabile risulta essere la 5 ( $C/D = 1.01$ ) in configurazione 1 (cerniera allo spiccato), e per quello duttile, dove la parete con prestazioni più scadenti è la 8.1 ( $C/D = 1.10$ ). Inoltre, poiché l'intervento è stato progettato tramite un'analisi lineare anche la classe di rischio sarà valutata solamente tramite l'analisi lineare (la capacità del meccanismo è quindi anche la  $PGA_C$ ). Una volta determinate le capacità, è nuovamente necessario valutare il parametro PAM tramite l'approccio proposto nel §3.4.1 (Tabella 27, Tabella 28). Come già

accennato in precedenza, tale approccio permette di valutare l'influenza di ogni SL sul valore totale del parametro PAM. In Tabella 27 (ultima colonna) viene mostrato come il contributo determinante alla definizione della PAM per la parete 5 (progetto elastico) sia quello dello SLID, mentre ciascuno degli altri SL contribuisce al valore complessivo della PAM per meno del 10% relativo. In Tabella 28 è mostrato come, nel progetto duttile, tutti gli SLE forniscano un contributo rilevante alla definizione della PAM finale per la parete 8.1. Questa differenza è da rintracciarsi nel fatto che nel progetto elastico la capacità allo SLD viene sovradimensionata (risulta infatti uguale alla capacità SLV), riducendo il contributo al parametro PAM totale di SLD ed SLO.

Tabella 27: Calcolo del parametro PAM per la parete 5, progetto elastico

SL	$i$	$\lambda(SL_i)$	$\alpha_i$	$\lambda(SL_i) \cdot \alpha_i$	Contributo $SL_i$ alla PAM
-	-	%	-	%	%
SLR	6	0.07	0.100	0.01	1.42
SLC	5	0.07	0.250	0.02	3.55
SLV	4	0.14	0.325	0.04	9.41
SLD	3	0.17	0.215	0.04	7.61
SLO	2	0.28	0.075	0.02	4.43
SLID	1	10.00	0.035	0.35	73.59
TOT		=	1	0.48	100

Tabella 28: Calcolo del parametro PAM per la parete 8.1, progetto duttile

SL	$i$	$\lambda(SL_i)$	$\alpha_i$	$\lambda(SL_i) \cdot \alpha_i$	Contributo $SL_i$ alla PAM
-	-	%	-	%	%
SLR	6	0.05	0.100	0.01	0.83
SLC	5	0.05	0.250	0.01	2.08
SLV	4	0.11	0.325	0.04	5.53
SLD	3	0.74	0.215	0.16	24.24
SLO	2	1.24	0.075	0.09	14.12
SLID	1	10.00	0.035	0.35	53.20
TOT		=	1	0.66	100.00

In Tabella 29 è riportata la classificazione di rischio per le due filosofie progettuali. Quella elastica, sovradimensionando la capacità allo SLD permette di raggiungere una classe di rischio A<sup>+</sup>, incrementando la classe dello stato di fatto di sette posizioni rispetto all'analisi lineare e di quattro rispetto a quella non lineare. La filosofia duttile fornisce una classe di rischio A, con un incremento di sei posizioni rispetto all'analisi lineare e di tre rispetto a quella non lineare. L'approccio lineare si conferma efficace per il calcolo della classe nel post-intervento, fornendo per entrambe le filosofie la classe A. Il progetto duttile fornisce una classe di rischio inferiore rispetto a quello elastico (garantendo comunque una classe A), a fronte di un intervento molto più contenuto. Un ulteriore parametro che conferma l'efficacia dell'intervento è l'inverso dell'indice PAM: si passa da un intervallo tra 10 e 30 anni nello stato di fatto ad un valore di 152 anni per il progetto duttile e a un valore di 210 anni per il progetto elastico.

In Figura 52 sono riportate le curve ( $\lambda$ , CR) che individuano il parametro PAM per le due filosofie progettuali: viene confermato come il sovradimensionamento della capacità allo SLD permetta di abbassare la curva per quanto riguarda gli stati limite di esercizio.

Tabella 29: Classe di rischio sismico dopo l'intervento, per diverse filosofie progettuali

Progetto	Parete ; Configurazione	PGA <sub>c</sub> (SLD) g	PGA <sub>c</sub> (SLV) g	PAM %	1/PAM anni	Classe PAM -	IS-V -	Classe IS-V -	Classe di rischio -
Elastico	5 ; 1	0.24	0.24	0.48	210	A <sup>+</sup>	1.0	A <sup>+</sup>	Classe A <sup>+</sup>
Duttile	8.1 ; 1	0.13	0.26	0.66	152	A	1.1	A <sup>+</sup>	Classe A

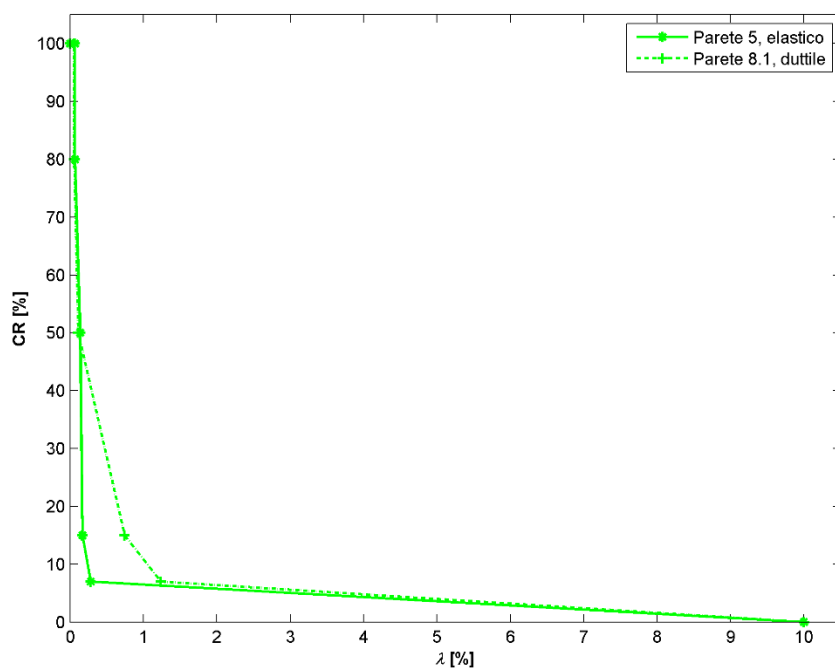


Figura 52: Curva ( $\lambda$ , CR) dopo l'intervento, per diverse filosofie progettuali

#### 5.1.4 Riepilogo interventi e costi

Al fine di quantificare i costi di intervento relativi agli interventi strutturali per la risposta locale dell'edificio è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con il prezzario della Regione Marche [28]. Per l'intervento di inserimento di catene sistematiche per inibire i meccanismi locali sono stati ricavati i costi relativi alle due soluzioni approfondite per valutare quale delle due fosse più vantaggiosa. In Tabella 30 sono riportati i costi, dai quali si deduce l'intervento con la progettazione duttile più conveniente; il costo unitario risulta maggiore per l'uso dell'acciaio INOX rispetto all'acciaio al carbonio tradizionale, ma la quantità necessaria è minore.



Tabella 30. Quadro complessivo dei costi inerenti agli interventi atti ad inibire i meccanismi locali

Descrizione intervento	Quantità [kg]	Costo unitario [€/kg]	Importo parziale [€]	Superficie calpestabile* [mq]	Volumetria [mc]	Incidenza al mq [€/mq]	Incidenza al mc [€/mc]
Catene con progettazione elastica	7'761.89	7.02	54'488.74	1200	6120	45.42	8.91
Catene con progettazione duttile	2'474.06	8.38	20'732.62	1200	6120	17.28	3.39

\*con esclusione del sottotetto

## 5.2 INTERVENTI NEI CONFRONTI DEI MECCANISMI GLOBALI

### 5.2.1 Descrizione dell'intervento e definizione dei modelli di analisi

Per migliorare la risposta globale dell'edificio, sono state delineate due soluzioni di intervento. In entrambi i casi esse prevedono, in aggiunta al sistematico incatenamento progettato e discusso nei paragrafi precedenti, un sistema di rinforzo dei pannelli murari mirato a migliorarne le caratteristiche sia in relazione alla loro capacità di resistenza a taglio che di duttilità (avendo messo in evidenza i risultati dell'analisi inversa tramite analisi dinamiche nonlineari più limitate risorse in termini di drift ultimo e valori piuttosto bassi della resistenza a taglio).

Riguardo al sistema di catene, esso è previsto con soluzioni conformi a quelle progettate con la finalità di risolvere le criticità della scuola inerenti l'attivazione di meccanismi locali (§5.1), soluzioni riportate in Figura 51.

La prima soluzione (denominata nel seguito SOL1) prevede l'inserimento sistematico di catene e la realizzazione di un intervento tramite FRM (Fiber Reinforced Matrix) su entrambi i lati dei pannelli murari ed esteso a tutte le pareti murarie, come indicato in Figura 54. Il sistema FRM comprende una griglia in fibra di vetro incorporata in uno strato di malta applicata come rivestimento alle superfici in muratura. Sono introdotti connettori in fibra resistenti anche a taglio che collegano trasversalmente i paramenti. Recenti ricerche [29] hanno dimostrato che, nel caso di pannelli in muratura a più paramenti, gli elementi trasversali possono evitare la disarticolazione prematura tra i paramenti, conseguendo quindi un aumento di resistenza a taglio e della duttilità.

Non sono previsti interventi sui solai nella SOL1, che già nello stato di fatto garantiscono adeguata rigidità nel piano per il trasferimento delle azioni sismiche tra le pareti e adeguata capacità alle azioni statiche.

Per la seconda soluzione (SOL2) è invece previsto, in aggiunta agli interventi della SOL1, l'inserimento di cerchiature (anche denominate riquadrature) in tutte le aperture delle pareti esterne orientate sul lato corto dell'edificio (direzione Y), ad entrambi i livelli. Tale intervento risulta meno invasivo in quanto sono già previste lavorazioni alle aperture esterne per la sostituzione degli infissi, intervento utile ai fini energetici.

In Figura 55 si individuano le aperture per le quali è previsto l'inserimento della cerchiatura per la SOL2. Le cerchiature sono previste con l'utilizzo di due profili in acciaio di tipo HEA affiancati tra loro e inseriti sui quattro lati di ciascuna apertura. Inoltre, per rendere efficace l'intervento di cerchiatura è necessario

prevedere l'inserimento di barre di connessione inghisate nella muratura. Tali inghisaggi possono essere eseguiti con un passo di 20 cm per garantire una buona congruenza tra la muratura e i profili in acciaio.



Figura 53. Applicazione di cerchiature delle aperture con profili in acciaio (a) e del sistema FRM come rivestimento delle superfici murarie

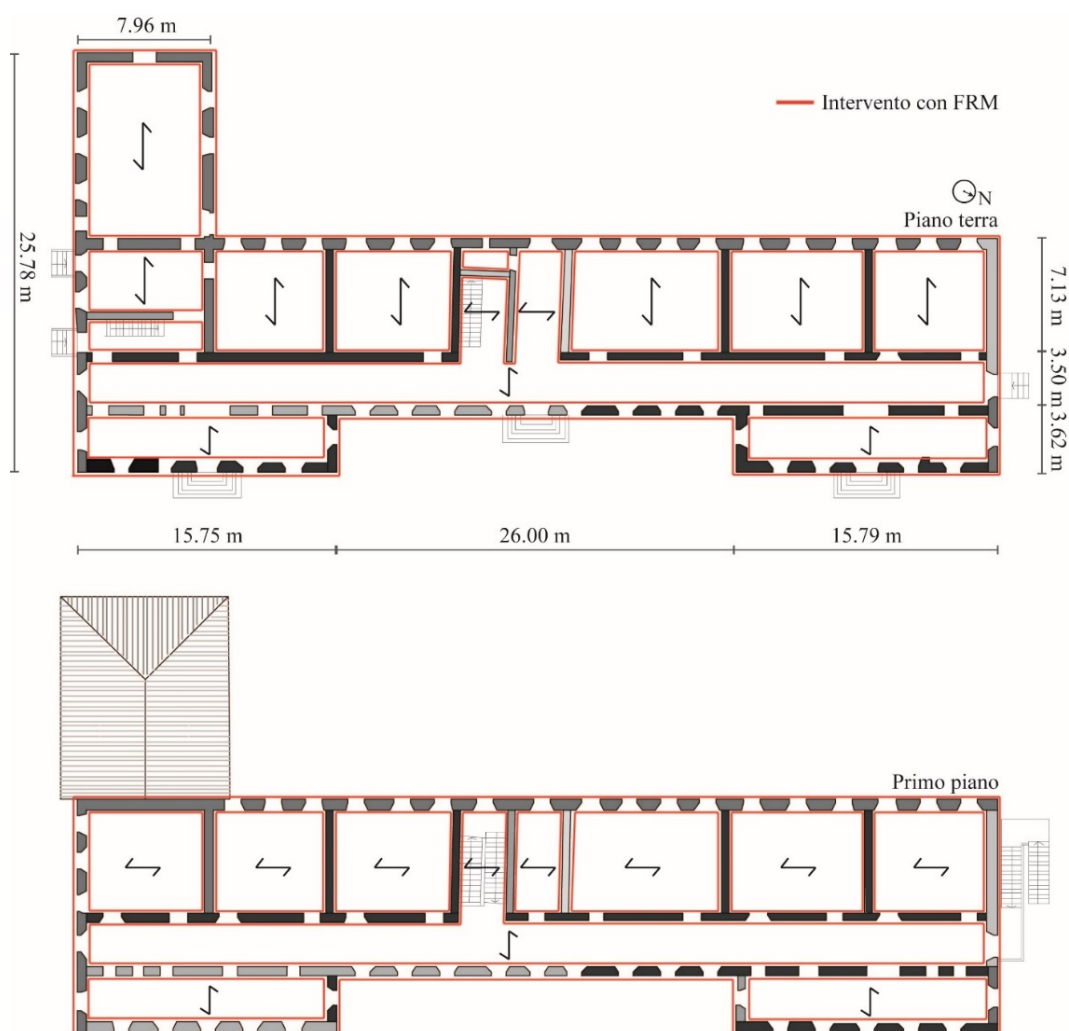


Figura 54. Localizzazione intervento con FRM (SOL1)

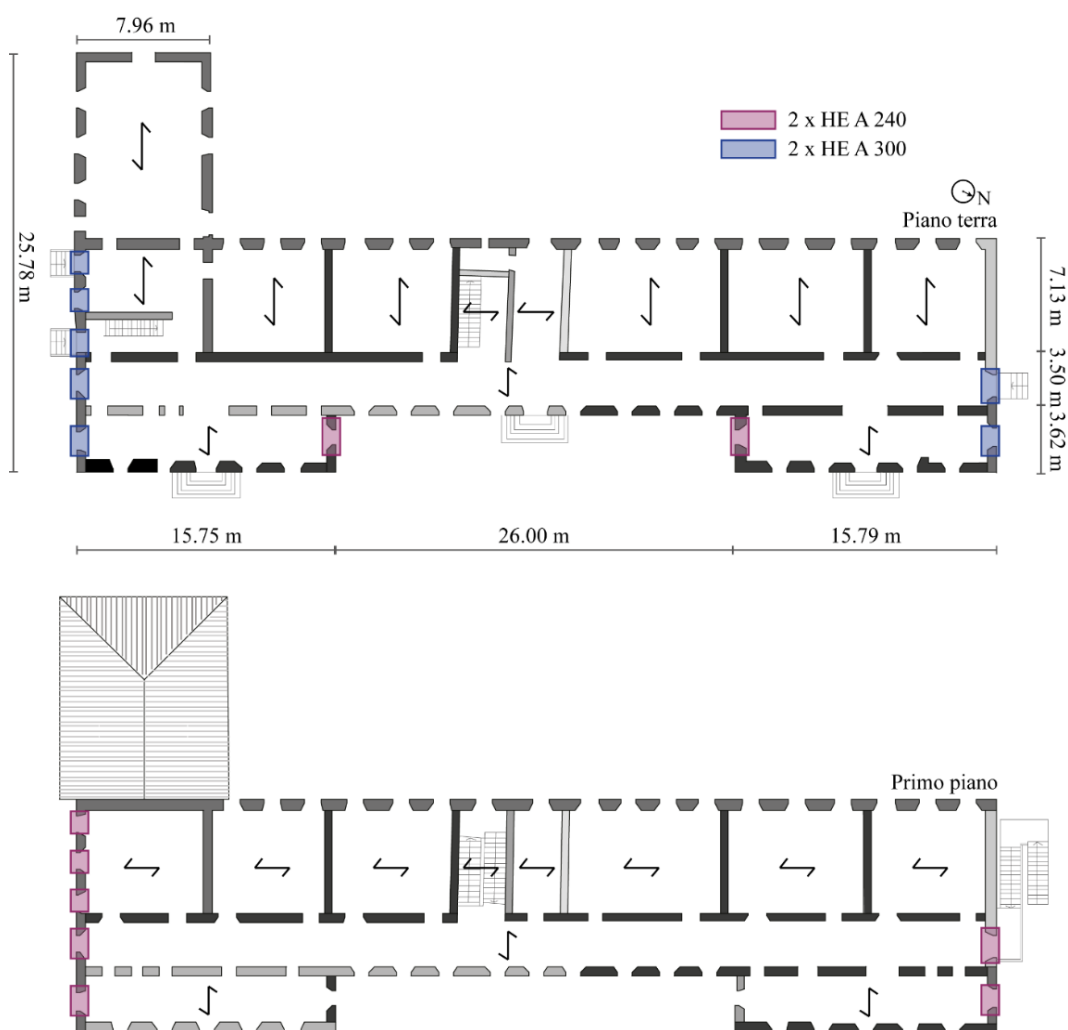


Figura 55. Localizzazione dell'intervento di cerchiatura delle aperture (SOL2)

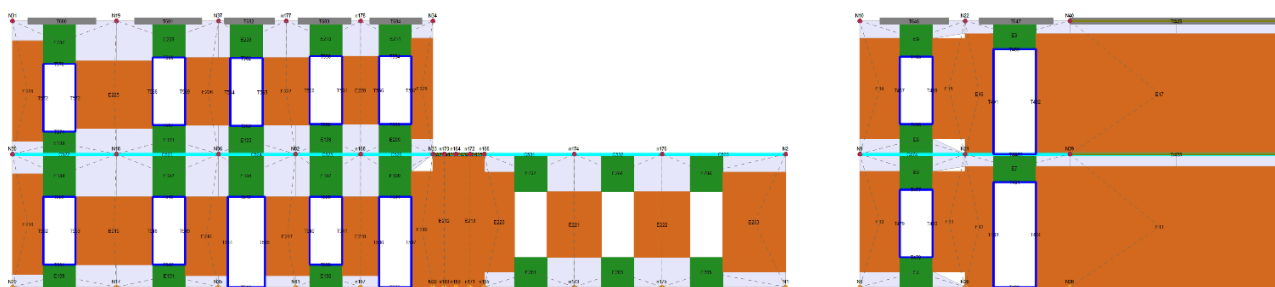


Figura 56. Inserimento di cerchiature sul modello di calcolo, ad esempio si riportano le pareti perimetrali in direzione Y

L'invasività dell'intervento tramite FRM esteso a tutti i pannelli murari è giustificata, nel caso in esame, dalle proprietà molto scarse della muratura che caratterizzava la scuola, tali da richiedere di operare in maniera sistematica sulle proprietà di resistenza e duttilità dei pannelli, garantendone al contempo una migliore risposta anche nella sezione trasversale (si ricorda che nello stato di fatto la muratura è costituita da due paramenti mal collegati, con malta di scarse caratteristiche meccaniche e poca aderenza agli elementi lapidei, §2.3).

La simulazione nel modello di calcolo a telaio equivalente dell'intervento tramite FRM sui pannelli murari ha previsto quindi:

- l'adozione di drift compatibili con quelli proposti nelle attuali NTC 2018 [1]. Si è assunto infatti, sulla base delle evidenze sperimentali [30], che l'intervento sia tale da garantire un miglioramento della capacità di spostamento ultima dei pannelli (le simulazioni tramite analisi dinamiche nonlineari svolto nello stato di fatto (§3.2.3) avevano infatti portato a concludere un comportamento molto fragile della muratura, con drift ragionevolmente molto più bassi di quelli proposti nelle norme per questa specifica tipologia muraria);
- l'adozione di coefficienti migliorativi del modulo elastico della muratura, calibrati per ogni pannello come media pesata dei moduli elastici dei materiali presenti (muratura, malta e fibra) in funzione dello spessore di ciascun elemento; i coefficienti adottati sono riportati in Tabella 31.

Tabella 31. Coefficienti moltiplicativi per il modulo elastico per l'intervento con FRM

Spessori murari [mm]	E [MPa]   Fattori amplificativi
380	1.75
510	
540	1.50
570	
610	
650	1.45
700	
750	1.40

- la modellazione esplicita dell'intervento di FRM implementata nel software 3Muri [11] [12] seguendo le indicazioni fornite da [31] e la successiva [32] al fine di incrementare la resistenza della muratura, principalmente a taglio, ma anche a flessione, in funzione delle caratteristiche di ciascun elemento murario.

### 5.2.2 Analisi strutturale e classe di rischio sismico

Le analisi di sicurezza sono state eseguite anche nello stato di progetto utilizzando il metodo convenzionale proposto nel D.M. n.24 del 09 Gennaio 2020 [21], calcolando gli indici di sicurezza e la classi di rischio PAM. La classe di rischio sismico è stata calcolata sia per la SOL1 che per la SOL2. Come si osserva in Figura 57, il progetto di intervento che riguarda l'inserimento di catene e il rinforzo con FRM esteso su tutte le pareti murarie consente di passare da una classe di rischio D nello stato di fatto ad una classe di rischio B.

### Curva λ-CR | SOL 1

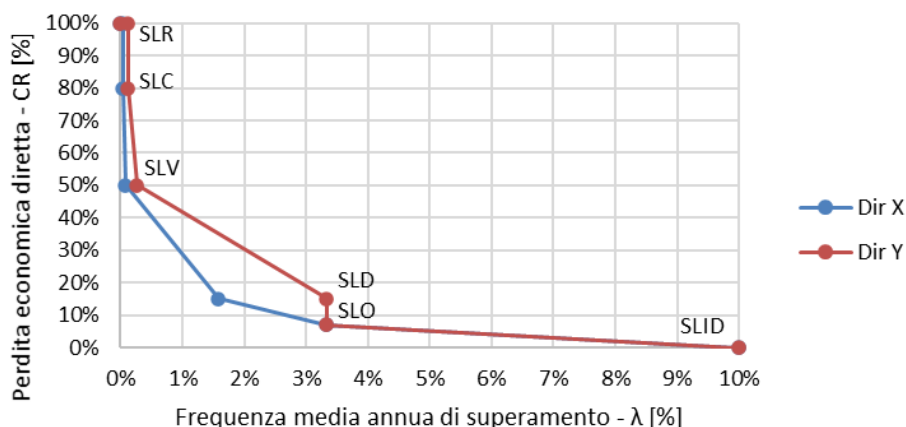


Figura 57. Curva (λ, CR) per la SOL1 in direzione X e Y

Tabella 32. Classe di rischio sismico calcolata per le direzioni X e Y nel caso della SOL1

Direzione	Analisi SLV	PGA <sub>c</sub> (SLD) m/s <sup>2</sup>	PGA <sub>c</sub> (SLV) m/s <sup>2</sup>	PAM %	1/PAM anni	Classe PAM	IS-V -	Classe IS-V	Classe di rischio
X	Analisi pushover	0.96	2.82	0.98	102	A	1.17	A+	Classe A
Y	Analisi pushover	0.64	1.90	1.44	69	B	0.79	B	Classe B

La SOL2, ovvero l’aggiunta di cerchiature (Figura 55) oltre agli interventi previsti per la SOL1, consente di migliorare notevolmente la risposta in relazione alla valutazione della classe di rischio PAM grazie alla riduzione dell’area sottesa nel grafico riportato in Figura 58, conseguente ad una migliore prestazione strutturale agli SLE. Con la SOL2 la classe di rischio PAM risulta in classe A per entrambe le direzioni di analisi. Inoltre, il contributo alla resistenza che forniscono le cerchiature permette di migliorare anche le prestazioni in termini di indice di sicurezza, consentendo quindi di ottenere a tutti gli effetti le prestazioni di classe A (Tabella 33).

In Figura 59 si riportano le curve pushover delle analisi più gravose in direzione X e Y sia per lo stato di fatto che per la SOL1 e SOL2 e i relativi indici di sicurezza.

### Curva λ-CR | SOL 2

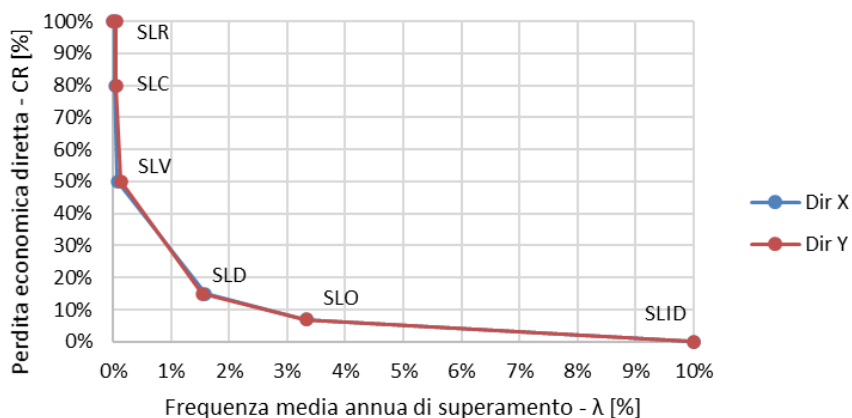


Figura 58. Curva (λ, CR) per la SOL2 in direzione X e Y

Tabella 33. Classe di rischio sismico calcolata per le direzioni X e Y nel caso della SOL2

Direzione	Analisi SLV	PGA <sub>c</sub> (SLD) m/s <sup>2</sup>	PGA <sub>c</sub> (SLV) m/s <sup>2</sup>	PAM %	1/PAM anni	Classe PAM	IS-V -	Classe IS-V	Classe di rischio
X	Analisi pushover	0.95	2.82	0.98	102	A	1.17	A+	Classe A
Y	Analisi pushover	0.97	2.44	0.99	101	A	1.01	A+	Classe A

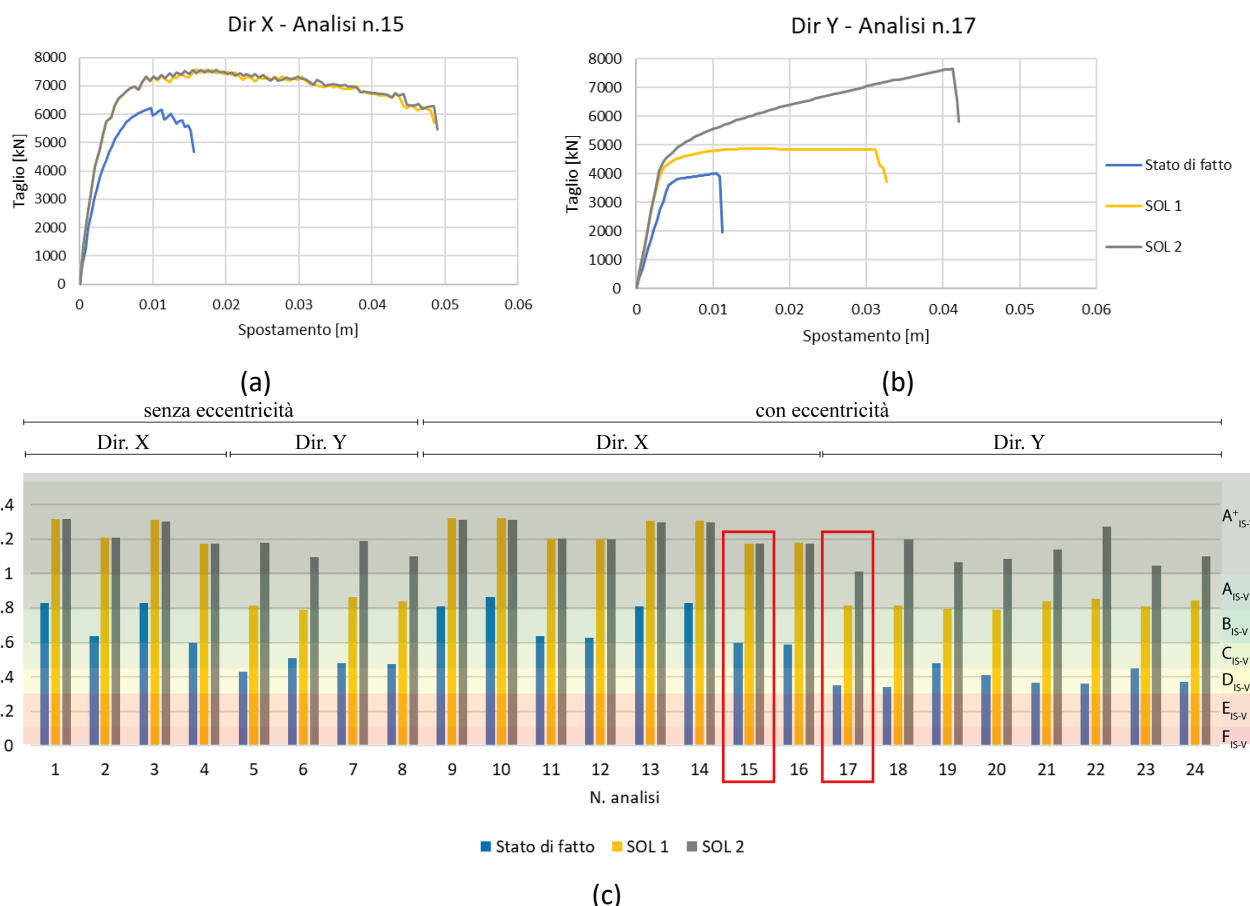


Figura 59. Curve pushover delle analisi risultate più gravose rispettivamente in direzione X (a) e in direzione Y (b) e gli indici di sicurezza (c) calcolati per lo stato di fatto, per la SOL1 e per la SOL2

### 5.2.3 Riepilogo interventi e costi

Al fine di quantificare i costi di intervento relativi agli interventi strutturali per la risposta globale dell'edificio è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con il prezziario della Regione Marche [28].

In Tabella 34 si riportano i costi relativi alle principali categorie di lavorazioni distinte per SOL1 e SOL2. L'impatto dell'inserimento delle cerchiature (SOL2) risulta di 122'830 €, ovvero di circa il 15% rispetto al costo relativo agli interventi di FRM e di incatenamento.

Tabella 34. Quadro complessivo dei costi dettagliati per ciascun intervento

Intervento	Descrizione intervento	Importo parziale [€]	Superficie calpestabile* [mq]	Volumetria [mc]	Incidenza al mq [€/mq]	Incidenza al mc [€/mc]
Intervento strutturale SOL 1 Classe B	Intervento di intonaco armato con FRM	397'875.00	1200	6120	331.56	65.01
	Opere accessorie di demolizione e rifacimento rifiniture	361'800.00			301.50	59.12
	Posizionamento catene duttili	20'730.00			17.28	3.39
	<b>Costo totale</b>	<b>780'405.00</b>			<b>650.34</b>	<b>127.52</b>
Intervento strutturale SOL 2 Classe A	Intervento di intonaco armato con FRM	397'875.00	1200	6120	331.56	65.01
	Posizionamento di cerchiature	103'630.00			86.36	16.93
	Opere accessorie di demolizione e rifacimento rifiniture	361'800.00			301.50	59.12
	Opere accessorie per cerchiature	19'200.00			16.00	3.14
	Posizionamento catene duttili	20'730.00			17.28	3.39
	<b>Costo totale</b>	<b>903'235.00</b>			<b>752.70</b>	<b>147.59</b>

\*con esclusione del sottotetto

### 5.3 INTERVENTI DI EFFICIENTAMENTO ENERGETICO

Per ridurre il fabbisogno energetico dell'edificio scolastico è necessario intervenire sui vari elementi dell'involucro con lo scopo di limitare le dispersioni termiche verso l'esterno. Gli interventi di efficientamento proposti sono stati implementati secondo le direttive previste dal D.M. 16/02/2016 [24] per il rinnovo degli edifici esistenti. Per valutare l'efficacia dei diversi interventi si è proceduto secondo diverse fasi:

- Analisi preliminare degli interventi: i diversi interventi relativi all'aumento delle prestazioni energetiche dell'involucro e degli impianti sono stati definiti in base ai requisiti previsti dal Conto Termico.
- Analisi del fabbisogno di energia: gli interventi relativi all'involucro sono stati applicati singolarmente e in combinazione tra loro e confrontando il fabbisogno di energia termica.
- Analisi economica preliminare: l'efficacia dei vari interventi è stata analizzata anche sulla base del risparmio sul costo annuo di esercizio e sul tempo di ritorno degli investimenti al netto degli incentivi previsti dal Conto Termico.

In seguito, la combinazione ottimale dei vari interventi analizzati sull'involucro dell'edificio è stata utilizzata per delineare due scenari differenti nei quali viene proposta anche la sostituzione dell'impianto termico con caldaia a condensazione e pompa di calore. È utile precisare che la sostituzione dell'impianto è stata effettuata in una fase successiva in quanto l'aumento delle prestazioni termiche dell'involucro offre l'opportunità di ridurre la taglia dell'impianto termico rispetto a quello presente nello stato di fatto.



- **Analisi preliminare degli interventi**

In Tabella 35 vengono definiti i singoli interventi di efficientamento energetico, in accordo con i requisiti minimi per accedere agli incentivi del Conto Termico (D.M. 16/02/2016 [24]), e le principali combinazioni proposte.

Tabella 35. Interventi di riqualificazione proposti in accordo con i requisiti minimi per l'accesso agli incentivi previsti dal Conto Termico (zona climatica D)

Intervento	Descrizione	Requisiti minimi
SF	Stato di fatto	-
A	Sostituzione dei corpi illuminanti	Efficienza luminosa minima 80 lm/W
B	Sostituzione infissi	$U \leq 1.67 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$
C	Coibentazione pareti verticali perimetrali	$U \leq 0.26 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$
D	Coibentazione copertura inclinata	$U \leq 0.22 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$
E	Sostituzione generatore di calore	
	<i>Caldaia a condensazione ad alta efficienza</i>	<i>Rendimento termico utile <math>\geq 93+2 \cdot \log P_n</math></i>
	<i>Pompa di calore aria/acqua</i>	<i>COP <math>\geq 3.8</math></i>
Combinazione interventi		
MIX 1	Combinazione interventi: C+D	
MIX 2	Combinazione interventi: A+B+C+D	
MIX 3	Combinazione interventi: A+B+D	
MIX 4	Combinazione interventi: A+B+C	

- **Analisi del fabbisogno energetico**

Le ipotesi di intervento descritte in Tabella 35 sono state implementate nel modello e simulate dinamicamente in TRNSYS per valutare la riduzione del fabbisogno di energia termica ed elettrica dell'edificio rispetto allo stato di fatto dell'edificio (SF). Come mostrato in Figura 60, l'intervento che maggiormente incide sul fabbisogno di energia termica è relativo alla coibentazione delle pareti verticali, mostrando una riduzione del fabbisogno di energia termica pari a circa il 38%, se applicato da solo (C), e superiore al 45%, se applicato in combinazione con coibentazione della copertura inclinata e sostituzione degli infissi (MIX1, 2 e 4). Come mostrato in Figura 60, gli interventi relativi agli infissi e sulla copertura (B, D e MIX 3) incidono poco sulla riduzione del fabbisogno di energia termica (circa il 10%).

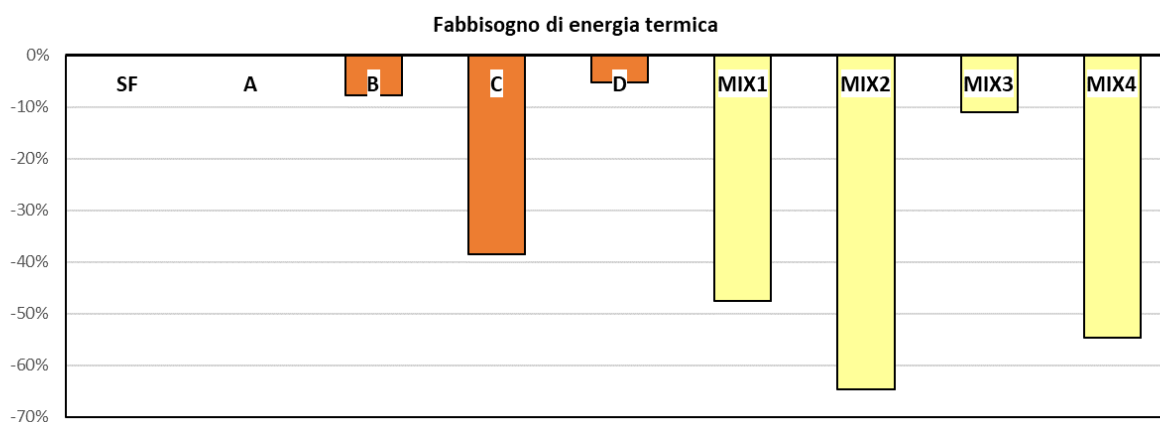


Figura 60. Riduzione percentuale del fabbisogno di energia termica in seguito ai singoli interventi proposti e a loro combinazioni

- **Analisi economica preliminare**

Oltre alle valutazioni energetiche, il costo specifico dei vari interventi viene confrontato sulla base del tempo di ritorno degli investimenti al netto degli incentivi (Figura 61 e Figura 62). In questo caso sono stati applicati i costi massimi ammissibili previsti dal Conto Termico riportati in Tabella 36.

Tabella 36. Incentivi previsti dal Conto Termico. Nel caso di interventi combinati, l'incentivo passa dal 40 al 55% (\*)

INTERVENTO	$I_{max}$ (€)	Incentivo*	$C_{max}$
Sostituzione corpi illuminanti	70 000	40/55%	35 €/m <sup>2</sup>
Coibentazione pareti verticali perimetrali	400 000	40/55%	100 €/m <sup>2</sup>
Coibentazione coperture Ventilata	400 000	40/55%	250 €/m <sup>2</sup>
Sostituzione Infissi	100 000	40/55%	450 €/m <sup>2</sup>
Generatore Caldaia a Condensazione	40 000	40/55%	130 €/kW
Pompa di calore elettrica		$C_i = 0.045$ €/kWh <sub>t</sub>	

La sostituzione dei corpi illuminanti con lampade LED (A) permette un risparmio basso (circa il 5%) sul costo annuale ma è l'intervento che permette un ritorno dell'investimento più breve ( $Tr = 7$  anni). Anche in termini economici, l'intervento più vantaggioso risulta essere quello relativo alla coibentazione delle pareti perimetrali (C, MIX1, MIX 2 e MIX4), il quale permette un risparmio sul costo d'esercizio pari a circa il 30% anno, se applicato da solo, e oltre il 40% se applicato in combinazione con altri interventi con  $Tr$  inferiori a 18 anni.

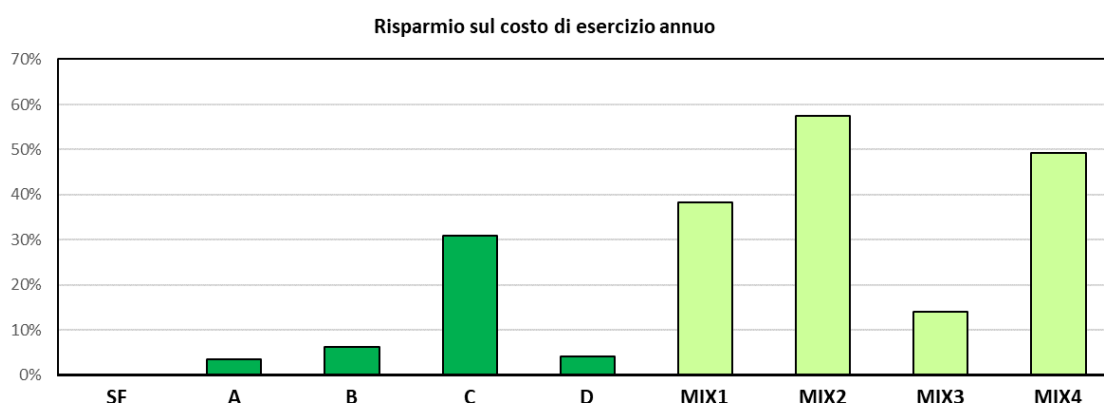


Figura 61. Risparmio percentuale annuo sul costo d'esercizio dell'edificio rispetto allo stato di fatto

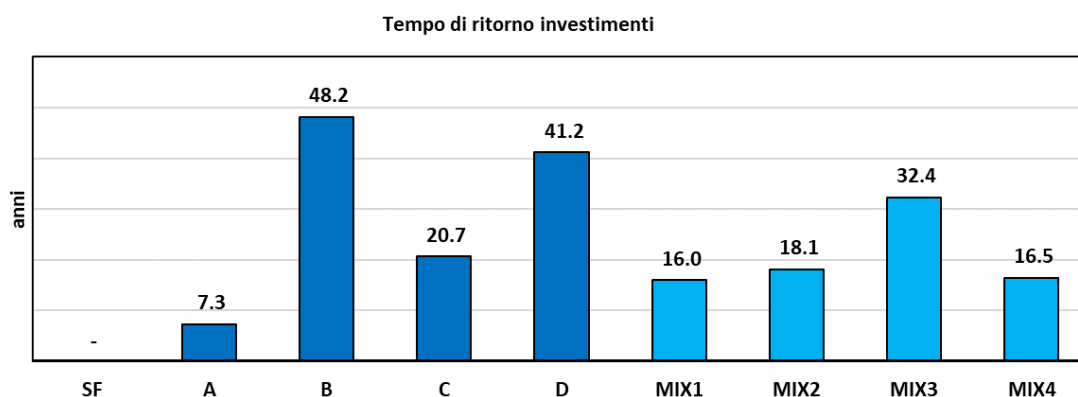


Figura 62. Tempo di ritorno degli investimenti al netto degli incentivi del Conto Termico

### 5.3.1 Definizione degli scenari di intervento

In base all'analisi preliminare effettuata sull'applicazione dei vari interventi è possibile delineare due scenari differenti che includono la sostituzione della caldaia tradizionale presente nello stato di fatto, con caldaia a condensazione ad alta efficienza (**Scenario 1**) e pompa di calore aria/acqua (**Scenario 2**). Come analizzato nel paragrafo precedente, gli interventi comuni ad entrambi gli scenari prevedono la sostituzione dei corpi illuminanti con lampade LED, l'applicazione del cappotto termico esterno e la sostituzione degli infissi secondo le caratteristiche definite in Tabella 37. Nel caso di sostituzione della caldaia con pompa di calore si è scelto di utilizzare due dispositivi aria/acqua ad alta temperatura operanti in parallelo (potenza termica utile pari a 67 kW) con temperatura dell'acqua di mandata pari a 60 °C e con sistema di generazione a gas ausiliario.

Tabella 37. Scenari di intervento

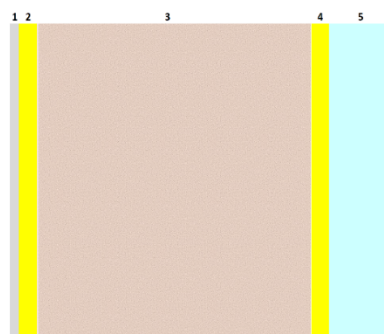
Scenario 1	Scenario 2
Sostituzione dei corpi illuminanti con lampade LED (1 W lampade a neon corrispondono a 0.69 W per le lampade a LED)	
Sostituzione infissi con finestre a doppio vetro (4/16/4) e telaio in pvc con taglio termico. Proprietà termiche: $U_f = 1.39 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$ , $U_g = 1.1 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$ .	
Coibentazione delle pareti verticali con cappotto termico esterno $U = 0.26 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$	
Caldaia a condensazione ad alta efficienza ( $P_n=80 \text{ kW}$ )	Pompa di calore aria/acqua e sistema gas ausiliario (potenza termica utile = 134 kW)

Per quanto riguarda la coibentazione delle pareti verticali, si è scelto di applicare un cappotto termico esterno con spessore dell'isolante in lana di roccia pari a 12 cm, in accordo con i vincoli normativi per l'accesso agli incentivi del Conto Termico. Ai fini strutturali, è stata applicata della malta armata con griglia in fibra dello spessore di 3 cm su entrambi i lati della muratura esistente. La stratigrafia delle pareti verticali perimetrali dell'edificio riqualificato viene riportata in Tabella 38.

Tabella 38. Stratigrafia delle pareti verticali perimetrali dell'edificio riqualificato

#### Stratigrafia cappotto termico

1. Finitura interna (1 cm)
2. Malta armata con griglia in fibra (3 cm)
3. Pietrame (55-70 cm)
4. Malta armata con griglia in fibra (3 cm)
5. Isolante in lana di roccia (12 cm)
6. Finitura esterna (1 cm)



### 5.3.2 Energia utile (modello dinamico)

Come effettuato per l'edificio nel suo stato di fatto, il fabbisogno di energia termica ed elettrica dell'istituto scolastico nello stato di progetto è stato calcolato mediante simulazione dinamica in TRNSYS (Tabella 39).

Tabella 39. Fabbisogni di energia termica (riscaldamento ed ACS) ed elettrica (dispositivi elettrici e illuminazione) dell'edificio in seguito agli interventi di efficientamento energetico (kWh)

	Riscaldamento	ACS	Dispositivi elettrici	Illuminazione
Gennaio	11 376	1 240	392	750
Febbraio	11 863	1 313	429	852
Marzo	7 310	1 367	459	917
Aprile	188	819	345	676
Maggio	-	997	465	926
Giugno	-	291	221	880
Luglio	-	-	-	-
Agosto	-	-	-	-
Settembre	-	308	233	463
Ottobre	1	1 037	483	963
Novembre	2 223	1 255	399	787
Dicembre	8 137	1 170	356	676
<b>Totale</b>	<b>41 097</b>	<b>9 798</b>	<b>3 780</b>	<b>7 890</b>

Anche in questo caso, è utile confrontare i due scenari di intervento sulla base del fabbisogno di energia termica risparmiata, sul costo di esercizio e sulla base del tempo di ritorno degli investimenti come mostrato in Figura 63.

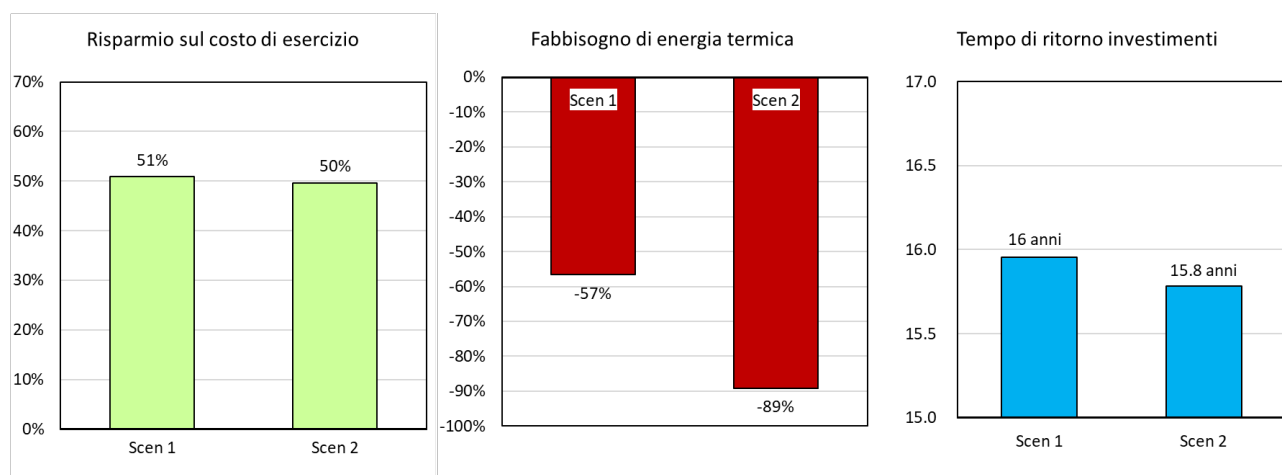


Figura 63. Confronto tra interventi effettuati negli Scenari 1 e 2

Entrambi gli scenari mostrano come sia possibile un risparmio pari a circa il 50% sui costi di esercizio e presentano tempi di ritorno simili pari a circa 16 anni. Rispetto allo stato di fatto, il fabbisogno di energia termica diminuisce del 57% nello Scenario 1 e del 89% nello Scenario 2, essendo la pompa di calore alimentata dalla rete elettrica. In conclusione, i due scenari presentati sono confrontabili tra loro, ciononostante, gli interventi delineati nello Scenario 2 risultano maggiormente efficaci in quanto il fabbisogno di energia primaria non-rinnovabile ( $EP_{gl,nren}$ ) è inferiore rispetto allo Scenario 1. Infatti, l'energia

termica utile immessa dalla pompa di calore viene maggiormente valorizzata in quanto proveniente da fonte rinnovabile, ovvero l'ambiente esterno (Figura 64).

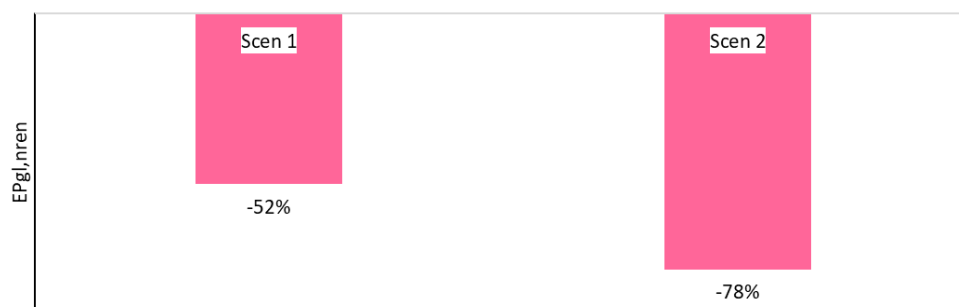


Figura 64. Riduzione percentuale di energia primaria non-rinnovabile rispetto all'edificio allo stato di fatto

### 5.3.3 Classe energetica (modello quasi-stazionario)

Il risparmio energetico dovuto agli interventi proposti nei due scenari è stato valutato anche attraverso il metodo quasi-stazionario mediante il software *EDILCLIMA*, confermando quanto riportato nell'analisi effettuata tramite modello dinamico. Come mostrato in Figura 65, l'edificio scolastico riqualificato presenta classe energetica "B" nello Scenario 1, con  $EP_{gl,nren} = 97.7 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \text{ anno})$ , e classe energetica "A2" nello Scenario 2, con  $EP_{gl,nren} = 57.0 \text{ kWh}/(\text{m}^2 \text{ anno})$ .

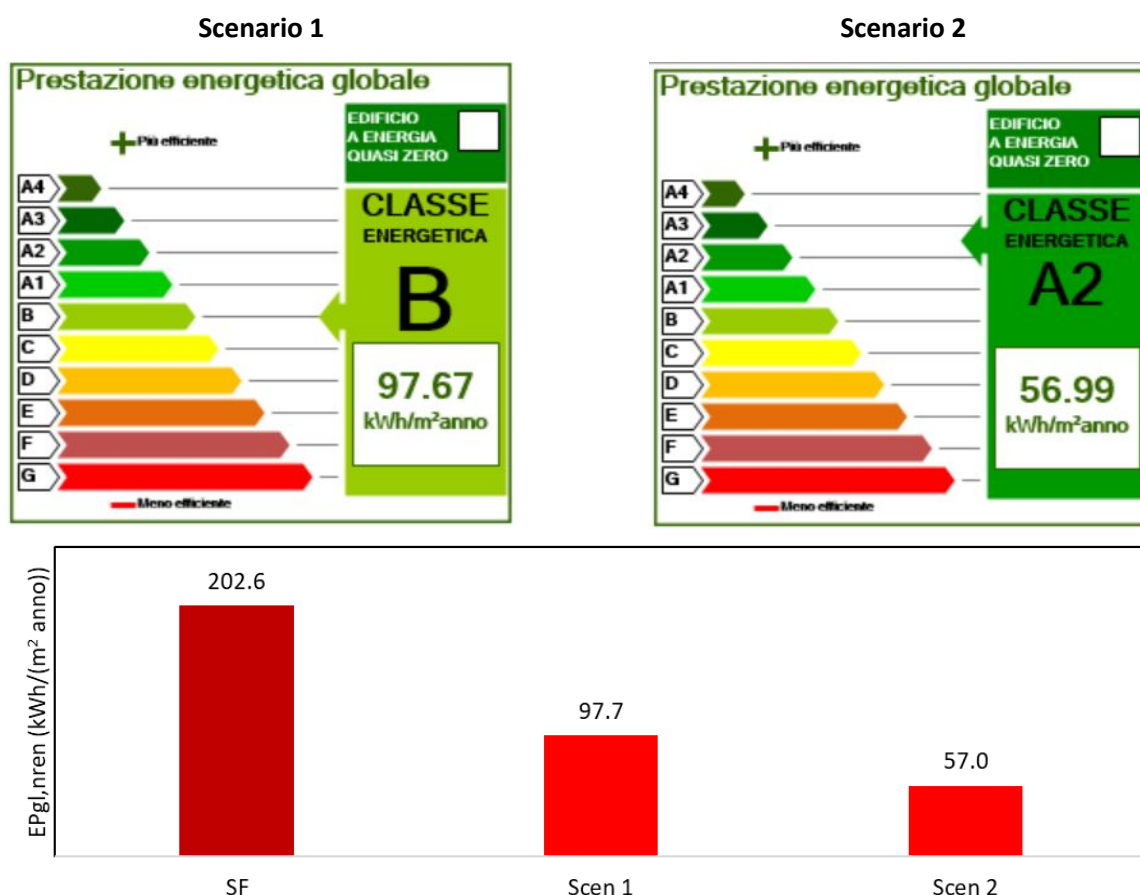


Figura 65. Attestato di prestazione energetica relativo agli scenari di riqualificazione proposti (in alto) e indice di prestazione di energia primaria (non-rinnovabile) rispetto all'edificio nello stato di fatto (in basso)

### 5.3.4 Riepilogo interventi e costi

Al fine di quantificare i costi di intervento relativi agli interventi energetici è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con il prezzario della Regione Marche [28].

Tabella 40. Quadro complessivo dei costi stimati per gli interventi energetici

Intervento	Descrizione intervento	Importo parziale [€]	Superficie calpestabile* [mq]	Volumetria [mc]	Incidenza al mq [€/mq]	Incidenza al mc [€/mc]
Interventi energetici Scenario 1 Classe B	Coibentazione delle superfici opache verticali	46'150.00	1200	6120	38.46	7.54
	Sostituzione infissi	60'850.00			50.71	9.94
	Sostituzione lampade neon con lampade LED	34'250.00			28.54	5.60
	Sostituzione generatore con caldaia a condensazione	34'700.00			28.92	5.67
	<b>Costo totale</b>	<b>175'950.00</b>			<b>146.63</b>	<b>28.75</b>
Interventi energetici Scenario 2 Classe A2	Coibentazione delle superfici opache verticali	46'150.00	1200	6120	38.46	7.54
	Sostituzione infissi	60'850.00			50.71	9.94
	Sostituzione lampade neon con lampade LED	34'250.00			28.54	5.60
	Sostituzione generatore con pompa di calore aria/acqua	39'971.00			33.31	6.53
	<b>Costo totale</b>	<b>181'221.00</b>			<b>151.02</b>	<b>29.61</b>

\*con esclusione del sottotetto

## 6 ANALISI COMPARATIVA DEGLI INTERVENTI

Di seguito, in Tabella 42 e in Tabella 43 si riporta un quadro complessivo attraverso cui è possibile analizzare in maniera comparativa i livelli prestazionali in termini di sicurezza, riduzione delle perdite attese, ed efficientamento energetico ottenuto con i diversi livelli di intervento ed i relativi costi unitari degli stessi.

Tabella 41. Oneri per la sicurezza

Intervento	Descrizione intervento	Importo parziale [€]	Superficie calpestabile* [mq]	Volumetria [mc]	Incidenza al mq [€/mq]	Incidenza al mc [€/mc]
Oneri per la sicurezza	Opere provvisoriale comuni	20'700.00	1200	6120	17.25	3.38
	Ponteggi	47'600.00			39.67	7.78
	<b>Costo totale</b>	<b>68'300.00</b>			<b>56.92</b>	<b>11.16</b>

Tabella 42. Quadro complessivo dei costi per gli interventi strutturali e per l'efficientamento energetico

Intervento	Descrizione intervento	Importo parziale [€]	Superficie calpestabile* [mq]	Volumetria [mc]	Incidenza al mq [€/mq]	Incidenza al mc [€/mc]
SOL 1 (Classe B) + Scenario 2 (Classe A2)	Interventi strutturali – SOL 1 e catene duttili	780'405.00	1200	6120	650.34	127.52
	Interventi energetici – Scenario 2	181'221.00			151.02	29.61
	Oneri per la sicurezza	68'300.00			56.92	11.16
	<b>Costo totale</b>	<b>1'029'926.00</b>			<b>858.27</b>	<b>168.29</b>
SOL 2 (Classe A) + Scenario 2 (Classe A2)	Interventi strutturali – SOL 2 e catene duttili	903'235.00	1200	6120	752.70	147.59
	Interventi energetici – Scenario 2	181'221.00			151.02	29.61
	Oneri per la sicurezza	68'300.00			56.92	11.16
	<b>Costo totale</b>	<b>1'152'756.00</b>			<b>960.63</b>	<b>188.36</b>

\*con esclusione del sottotetto

Di seguito (Tabella 43) sono analizzate le tempistiche necessarie alla realizzazione delle varie lavorazioni, differenziate per gli interventi di rinforzo struttura e gli interventi di efficientamento energetico. Per ogni lavorazione prodotta è stata calcolata l'incidenza di manodopera, ipotizzando poi la possibilità di servirsi di una, due o tre "squadre tipo". Per "squadra tipo" si intende una squadra composta da n.1 operaio specializzato, n.1 operaio qualificato e n.1 manovale. Per gli interventi di rinforzo strutturale l'utilizzo di una o più squadre che lavorano contemporaneamente riduce notevolmente i tempi di lavorazione; lo stesso non si verifica per gli interventi di efficientamento energetico. Per svolgere il totale degli interventi è necessario quindi dai 24 mesi ai 9 mesi in funzione del numero di squadre impegnate.



Tabella 43. Analisi dei tempi di esecuzione per i diversi interventi previsti

Interventi Classe sismica A   Classe energetica A	Importo totale	Giorni lavorativi		
		1 squadra tipo per opere civili e energ	2 squadre tipo per opere civili e energ	3 squadre per opere civili e 2 opere energ
<b>Interventi di rinforzo strutturale</b>				
Intonaco armato con FRM	397'875.00	187.75	93.87	62.58
Posizionamento catene duttili	20'730.00	9.78	4.89	3.26
Cerchiature	103'630.00	49.55	24.77	16.52
Opere accessorie di demolizione e rifacimento finiture	361'800.00	170.72	85.36	56.91
Opere accessorie di demolizione e rifacimento finiture per cerchiature	19'200.00	10.31	5.16	3.44
<b>Interventi di efficientamento energetico</b>				
Coibentazione delle superfici opache verticali	46'150.00	21.78	10.89	10.89
Sostituzione infissi	60'850.00	11.49	5.74	5.74
Sostituzione lampade neon con lampade LED	34'250.00	10.13	5.06	5.06
Sostituzione generatore con pompa di calore aria/acqua	39'971.00	11.82	5.91	5.91
<b>Oneri di sicurezza (PSC)</b>				
Oneri di sicurezza	68'300.00	32.23	16.11	16.11
<b>Parziale interventi strutturali</b>				
Parziale interventi strutturali	903'235.00	426.22	213.11	142.07
<b>Parziale interventi energetici</b>				
Parziale interventi energetici	181'221.00	55.21	27.60	27.60
<b>Oneri di sicurezza</b>				
Oneri di sicurezza	68'300.00	32.23	16.11	16.11
<b>Totale intervento</b>	<b>1'152'755.00</b>	<b>513.66</b>	<b>256.82</b>	<b>185.78</b>

## 7 CONSIDERAZIONI FINALI

---

Una delle principali peculiarità del caso studio esaminato risiede nelle proprietà meccaniche della muratura particolarmente scadenti nello stato di fatto.

Tale considerazione è supportata dall'esame della risposta al vero della costruzione cui il caso studio si ispira ed esibita a seguito della sequenza sismica che ha interessato il Centro Italia nel 2016. Si richiama infatti come l'edificio fosse stato colpito molto gravemente, tanto da renderne economicamente non conveniente la riparazione e da portare alla decisione di demolirlo.

L'analisi inversa discussa nel rapporto ha consentito di approfondire il ruolo combinato giocato dagli effetti di amplificazione di sito e quelli relativi ai fattori di vulnerabilità intrinseca del manufatto.

Questi ultimi, in particolare relativi alla qualità muraria di caratteristiche scadenti e tali da portare anche ad un comportamento piuttosto fragile dei pannelli murari, hanno inciso sulla tipologia di interventi prospettati nel documento e ne giustificano l'estensione, tale da non poterli classificare come "di rapida esecuzione a basso impatto".

Il principale intervento ipotizzato per risolvere la criticità associata alla qualità muraria è la realizzazione di FRM (Fiber Reinforced Matrix) su entrambe le facce dei pannelli murari, collegandole trasversalmente con connettori resistenti anche a taglio, ed esteso a tutte le pareti murarie. Nonostante tale intervento possa risultare invasivo e cospicuo dal punto di vista economico, esso è finalizzato a garantire un comportamento monolitico della muratura oltre che migliorarne le prestazioni meccaniche rispetto allo stato di fatto.

L'intervento con FRM - congiunto all'inserimento sistematico di catene metalliche necessarie ad inibire l'attivazione di meccanismi fuori piano e contribuire al comportamento d'insieme della struttura - è l'intervento minimo ipotizzato dal punto di vista strutturale (SOL1). Questo intervento permette di passare dalla classe di rischio sismico D dello stato di fatto alla classe di rischio B per lo stato di progetto. Non sono previsti interventi sui solai, che già nello stato di fatto garantiscono adeguata rigidità nel piano per il trasferimento delle azioni sismiche tra le pareti e adeguata capacità alle azioni statiche.

Per il sistema di incatenamento sono discusse due diverse soluzioni progettuali, una basata su un approccio in duttilità e l'altro su un approccio in resistenza. Il primo si è rivelato particolarmente efficace, non solo in termini di prestazioni strutturali ma anche di convenienza economica. L'intervento di incatenamento con questa soluzione pesa per il 2.7% sul costo totale della SOL1 (esclusi gli oneri di sicurezza).

Nonostante il notevole incremento delle prestazioni nel comportamento globale garantito dalla SOL1, per raggiungere l'adeguamento sismico e la classe di rischio A è necessario un ulteriore intervento. Dopo aver analizzato la risposta strutturale si è optato per l'inserimento di cerchiature (o riquadrature) nelle aperture posizionate in direzione Y (SOL2), ossia sul lato corto dell'edificio. L'inserimento di tali cerchiature è decisivo nell'ottenere una migliore prestazione anche allo stato limite di danno e quindi portare alla necessaria riduzione del PAM per passare in classe A. Dal punto di vista economico, l'aggiunta delle cerchiature comporta un aumento del costo di circa il 15% (esclusi gli oneri di sicurezza), quindi molto contenuto. L'aver considerato i due interventi (SOL1 e SOL2) in maniera progressiva è utile anche a fini comparativi con altre situazioni reali, nelle quali ad esempio lo stato di fatto non sia caratterizzato da proprietà così scadenti da richiedere un intervento sistematico su tutte le pareti come quello richiesto dalla SOL1.

Infine, congiuntamente agli interventi strutturali, sono stati individuati quelli atti a migliorare l'efficienza energetica della costruzione che nel suo stato di fatto risultava non adeguata agli standard attuali.

Non essendo necessario intervenire sugli elementi orizzontali dell'edificio dal punto di vista strutturale, non sono stati previsti interventi di isolamento termico del solaio a contatto con il terreno e della copertura o interventi che singolarmente sarebbero risultati molto impattanti, come ad esempio il riscaldamento attraverso il pavimento radiante, che congiunto ad un intervento di consolidamento dei solai avrebbe di contro potuto portare a grandi vantaggi. Gli interventi prospettati per l'efficientamento energetico sono quindi la coibentazione delle superfici opache verticali, la sostituzione degli infissi, la sostituzione di tutte le lampade neon con lampade LED e la sostituzione del generatore con una pompa di calore aria/acqua.

Gli interventi relativi all'efficientamento energetico pesano circa il 17% rispetto al costo totale della soluzione SOL2 (esclusi gli oneri di sicurezza).

## BIBLIOGRAFIA

---

- [1] NTC2018, Decreto ministeriale 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- [2] Circolare 21 gennaio 2018, n.7 C.S.LL.PP., Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- [3] Colombo, G.: *Manuale dell’ingegnere*, Milano (1929)
- [4] Cremonese, M.: *Manuale dell’ingegnere*, Milano (1952)
- [5] Bommer JJ, Douglas J, Strasser FO (2003) *Style-of-Faulting in Ground-Motion Prediction Equations*. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 1, pp. 171–203
- [6] Sabetta F, Pugliese A (1996) *Estimation of Response Spectra and Simulation of Nonstationary Earthquake Ground Motions*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 86, No. 2, pp. 337-352
- [7] Kottke A, Rathje EM. (2008) *Technical manual for Strata*. Report No. 2008/10. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- [8] Stokoe K.H., “Comparison of Linear and Nonlinear Dynamic Properties of Gravel, Sand, Silts and Clays”, Proc. V ICSDEE & III ICEGE, Berkeley, USA, 2004
- [9] Kokusho, T. and Tanaka, Y. (1994): *Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling*. *Geotechnical Special Publication No44 -Ground Failures under Seismic Conditions*, ASCE Convention (Atlanta), 121-140
- [10] T. Liao, N. Massoudi, M. Mchood, K. Stokoe, M. Jung, F. Menq, Normalized shear modulus of compacted gravel, 18th Int Conf Soil Mech Geotech Eng. Challenges and Innovations in Geotechnics, ICSMGE (2013).
- [11] Lagomarsino S, Penna A, Galasco A, Cattari S. (2012), *TREMURI program: Seismic Analyses of 3D Masonry Buildings, Release 2.0*, University of Genoa, Italy; (mailto: tremuri@gmail.com)
- [12] 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, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.002>
- [13] Brunelli A., de Silva F., Piro A., Parisi F., Sica S., Silvestri F. Cattari S., 2021. *Numerical simulation of the seismic response and soil-structure interaction for a monitored masonry school building damaged by the 2016 Central Italy earthquake*. *Bull Earthquake Eng* 19, 1181–1211 (2021). <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00980-3>
- [14] Ottonelli D., Manzini C. F., Marano C., Cordasco E. A., Cattari S., 2021. *A comparative study on a complex URM building: part I- sensitivity of the seismic response to different modelling options in the equivalent frame models*. *Bull Earthquake Eng* (2021). <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01128-7>
- [15] CNR-DT 212/2013. *Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti*
- [16] Cattari S., Camilletti D., Lagomarsino S., Bracchi S., Rota M., Penna A., 2018. *Masonry Italian Code-Conforming Buildings. Part 2: Nonlinear Modelling and Time-History Analysis*. *Journal of earthquake engineering : JEE*. 22.sup2 (2018): 2010–2040. Web.
- [17] Calvi, P. M., and Sullivan, T. J. (2014). “Estimating floor spectra in multiple degree of freedom systems.” *Earthquake and Structures*, 7(1), 17–38.
- [18] Degli Abbatì, S., Cattari, S., and Lagomarsino, S. (2018). “Theoretically-based and practice-oriented formulations for the floor spectra evaluation.” *Earthquake and Structures*, 15(5), 565–581.
- [19] NTC2008. NTC 2008 -Decreto Ministeriale 14/1/2008.
- [20] Fajfar P. A *Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design*. *Earthquake Spectra*. 2000;16(3):573-592. doi: 10.1193/1.1586128
- [21] D.M. n.24 09 gennaio 2020. “Ministero delle infrastrutture e dei trasporti”, “D. M. 9 gennaio 2020, n. 24 recante : “Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni.”

- [22] Cosenza, E., Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Dolce, M., Moroni, C., Prota, A., and Renzi, E. (2018). *The Italian guidelines for seismic risk classification of constructions: technical principles and validation*. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Springer Netherlands.
- [23] Decreto del Presidente della Repubblica 26 agosto 1993, n. 412: "Regolamento recante norme per la progettazione, l'installazione, l'esercizio e la manutenzione degli impianti termici degli edifici ai fini del contenimento dei consumi di energia", in attuazione dell'art. 4, comma 4, della legge 9 gennaio 1991, n. 10
- [24] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, D.M. 16 febbraio 2016 recante: "Aggiornamento della disciplina per l'incentivazione di interventi di piccole dimensioni per l'incremento dell'efficienza energetica e per la produzione di energia termica da fonti rinnovabili", pubblicato in GU n. 51 del 02/03/2016.
- [25] Podestà, S., and Scandolo, L. (2019). "Earthquakes and Tie-Rods: Assessment, Design, and Ductility Issues." *International Journal of Architectural Heritage*, Taylor & Francis, 13(3), 329–339.
- [26] Pisani, M. A. (2016). "Theoretical approach to the evaluation of the load-carrying capacity of the tie rod anchor system in a masonry wall." *Engineering Structures*, Elsevier Ltd, 124, 85–95
- [27] EC9. (2009). *Eurocode 9: Design of aluminium structures - Part 1-1 : General structural rules Eurocode*. European Committee for Standardization.
- [28] Commissione tecnica Regione Marche (2019). *Prezziario regionale lavori pubblici*.
- [29] Cascardi A., Leone M., Aiello M. A., 2020. Transversal joining of multi-leaf masonry through different types of connector: Experimental and theoretical investigation. *Construction and Building Materials*, vol. 265.
- [30] Natalino Gattesco, Ingrid Boem, (2015). Experimental and analytical study to evaluate the effectiveness of an in-plane reinforcement for masonry walls using GFRP meshes. *Construction and Building Materials*, Vol. 88, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.04.014>.
- [31] CNR-DT 200 R1/2013. *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati*.
- [32] CNR-DT 215/2018. *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica*.