

COMUNE DI MONTALBANO JONICO

ADEGUAMENTO SISMICO
DELL'EDIFICIO PUBBLICO AD USO SCOLASTICO
DENOMINATO
"SCUOLA DELL'INFANZIA E PRIMARIA - NICCOLO' FIORENTINO"

Piano Triennale di edilizia scolastica in attuazione del Decreto del Ministero dell'Economia e delle Finanze
di concerto con il Ministero dell'Istruzione dell'Università e della Ricerca
e con il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 03.01.2018
- BANDO TRIENNALE 2018 / 2020 - EDILIZIA SCOLASTICA - MUTUI -

PROGETTO ESECUTIVO

Titolo:

RELAZIONE DI CALCOLO

Scala:

Data:

Maggio 2018

Codice:

//

Revisione:

Elaborato:

All. B

UTC Ufficio Tecnico Comunale
Viale Sacro Cuore - 75023 Montalbano Jonico (MT)
Tel. 0835.593811 - pec: comune.montalbano@cert.ruparbasilicata.it

Comune di Montalbano Jonico

Provincia di Matera



**CONSULENZA SPECIALISTICA PER LO STUDIO DELLA
VULNERABILITÀ SISMICA DELL'ISTITUTO COMPRENSIVO DI
SCUOLA DELL'INFAZIA, PRIMARIA E SECONDARIA DI 1° GRADO
NICOLO' FIORENTINI, SITO IN MONTALBANO JONICO (MT) AL
VIALE DEI CADUTI,**

RELAZIONE TECNICA



Sommario

Leggi e Decreti di riferimento.....	2
PREMESSA.....	3
1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'EDIFICIO.....	4
2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO.....	7
3 PROVE ED INDAGINI SUI MATERIALI.....	8
3.1 Saggi sulle murature.....	8
3.2 Prove con doppio martinetto.....	9
3.3 Prove penetrometriche.....	9
3.4 Prove scherometriche.....	9
3.5 Indagini sulla continuità delle sezioni delle murature portanti.....	10
4 LIVELLO DI CONOSCENZA.....	11
5 MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	12
5.1 Comportamento elasto-plastico del maschio murario.....	15
5.1.1 Rigidezza elastica.....	15
5.1.2 Taglio ultimo longitudinale per edifici esistenti.....	16
5.1.3 Momento ultimo longitudinale.....	16
5.1.4 Spostamento ultimo.....	16
6 INDICATORE DI RISCHIO SISMICO.....	17
7 RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI.....	18
8 ANALISI DEI CARICHI.....	19
9 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	20
10 COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	23
11 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO.....	24
12 VERIFICHE DI SICUREZZA STATO ANTE INTERVENTO.....	25
12.1 Verifiche statiche allo SLU.....	25
12.2 Verifiche cinatismi locali in condizioni sismiche – ante intervento.....	25

12.3	Verifiche globali della struttura in condizioni sismiche – ante intervento	27
13	INTERVENTI STRUTTURALI PROPOSTI.....	29
13.1	Disposizione intervento	32
14	RISULTATI ANALISI STRUTTURA POST INTERVENTO	34
15	OSSERVAZIONI FINALI	36

Leggi e Decreti di riferimento

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

”Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

”Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche” Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 2018 ”Norme tecniche per le Costruzioni”

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 –Suppl. Ord.)

Circolare n. 7 C.S.LL.PP. del 21/01/2019

PREMESSA

La presente relazione è redatta allo scopo di illustrare i risultati di uno studio finalizzato alla valutazione della vulnerabilità sismica e alla progettazione di adeguati interventi strutturali volti a conseguire l'**adeguamento sismico** ai sensi delle attuali NTC2018 dell'edificio scolastico Nicolò Fiorentino sito nel Comune di Montalbano Jonico (MT) in viale dei Caduti.

Le verifiche di sicurezza, coerentemente con quanto riportato ai par. 8.3, 8.4.1 e 8.7.5 delle NTC2018, sono state condotte nei riguardi degli Stati Limite Ultimi (SLU), ovvero rispetto alla condizione di **Salvaguardia della Vita umana (SLV)** in presenza di sisma.

Le NTC2018 prevedono un'attenta valutazione del comportamento statico e sismico degli edifici esistenti, costituenti una parte rilevante delle costruzioni presenti sul territorio nazionale. L'approccio adottato per l'analisi di fabbricati esistenti si differenzia da quello comunemente impiegato nel caso di nuove costruzioni prevalentemente a causa del livello di conoscenza che per le costruzioni esistenti si riesce a conseguire.

A proposito di edifici esistenti, le NTC2018 prevedono un approccio prestazionale caratterizzato da "l'adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione ed esecuzione"..

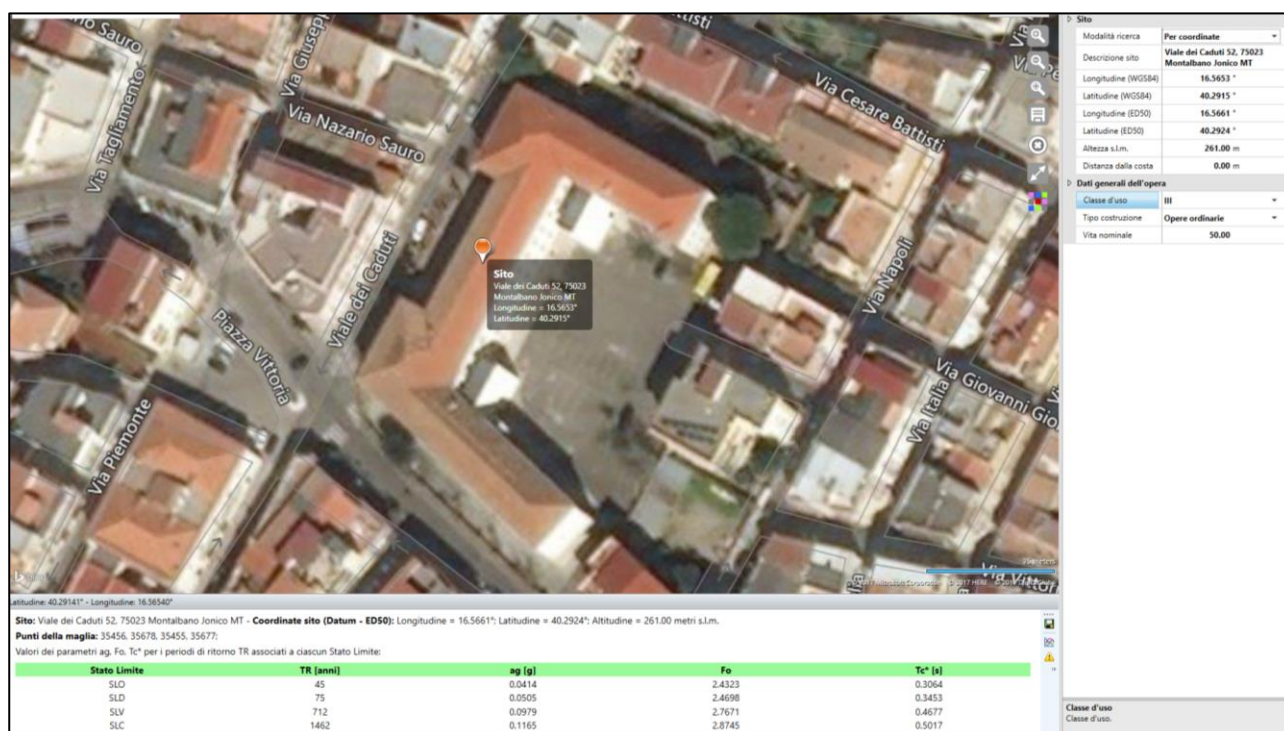
In linea con quanto sopra detto, il presente lavoro è stato articolato in tre fasi: (i) la fase conoscitiva, finalizzata a riconoscere la storia, la morfologia e le caratteristiche strutturali dell'edificio, (ii) la fase di analisi con la verifica statica e la valutazione della vulnerabilità sismica e (iii) la fase di progettazione e verifica di opportuni interventi strutturali.

Nel seguito, in conformità con quanto riportato al cap. 10 delle NTC2018, verranno descritti i seguenti principali aspetti:

- *Descrizione generale dell'edificio e caratterizzazione del sito*
- *Metodologia di indagine seguita e livello di conoscenza maturato*
- *Analisi dei carichi e definizione dell'azione sismica*
- *Tipo di analisi svolta e metodi di verifica;*
- *Modellazione strutturale ed informazioni sul codice di calcolo utilizzato*
- *Verifiche di sicurezza dello stato ante operam*
- *Verifiche di sicurezza dello stato post operam*
- *Considerazioni finali*

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'EDIFICIO

Comune: Montalbano Jonico (MT);
 via: viale dei Caduti;
 Latitudine: 40.2924°
 Longitudine: 16.5661°
 Altitudine s.l.m.: 261 m.
 Tipologia strutturale: muratura
 Destinazione d'uso: scuola
 Classe d'uso: III
 Vita Nominale: 50 anni;
 Struttura esistente: SI



L'edificio pubblico Nicolò Fiorentino è sito nel Comune di Montalbano Jonico (MT) all'incrocio del Viale dei Caduti con la Via A. Miele in prossimità della Piazza Vittoria, caratterizzata da una fitta tessitura urbana e raggiungibile sia a piedi che con mezzi di trasporto.

Gli accessi all'immobile sono, al piano rialzato, da Viale dei caduti attraverso un cortile, mentre da un'area di pertinenza della stessa scuola si accede al piano seminterrato.

L'intero immobile è attualmente utilizzato come scuola, ospitando al suo interno l' Istituto Comprensivo di Scuola dell'Infanzia, Primaria e Secondaria di 1° Grado del Comune di Montalbano Jonico.

La struttura, realizzata tra la fine degli anni '30 e l'inizio degli anni '40, è costituita da un unico corpo di fabbrica caratterizzato da:

- un piano seminterrato di superficie pari a circa 1.354 mq e altezza di interpiano pari a 3,65 m;
- un piano rialzato (piano terra) i circa 1.396 mq e altezza di interpiano pari a 4,45 m;
- un piano primo di circa 1.472 mq e altezza di interpiano pari a 4,45.

La copertura è a tetto con sottotetto non praticabile e accessibile tramite botola.

La forma complessiva dell'edificio è assimilabile ad una “C” con un ala inclinata, rispetto al corpo centrale, di circa 14° in allineamento con la via A. Miele (v. Fig. 1).

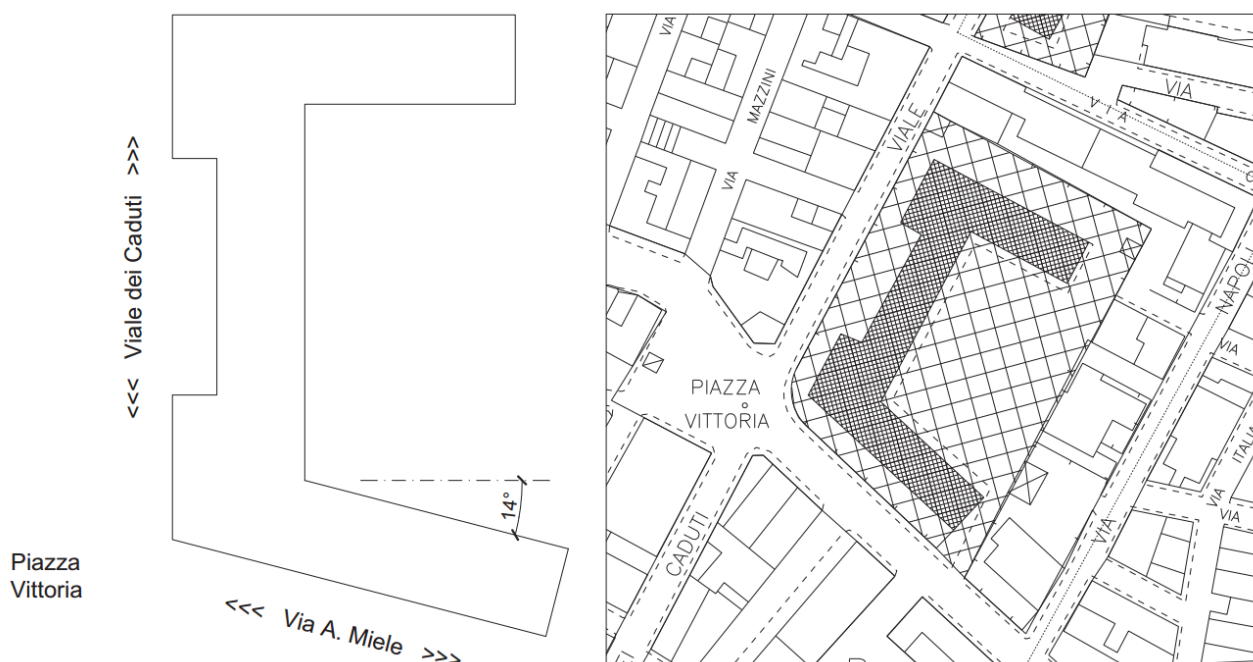


Fig. 1. Vista planimetrica dell'edificio scolastico.

Le strutture portanti, a comportamento monolitico, sono prevalentemente in muratura realizzate con mattoni pieni e malta di calce con spessori variabili in funzione dell'elevazione, mentre nelle zone contro terra e solo al piano seminterrato, sono presenti muri in calcestruzzo cementizio ordinario.

I solai sono in latero-cemento con spessori medi pari a 20 cm ad eccezione di quelli relativi al corpo palestra che presentano spessori pari a circa 30 cm. Questi ultimi, caratterizzati da luci di circa 9,50 mt, sono stati oggetto nei passati mesi di interventi di rinforzo locale realizzati con travi di ripartizione, in legno lamellare.

I solai, sufficientemente rigidi (salvo quanto riferito per il corpo palestra), sono tutti collegati alle murature mediante cordoli in c.a. di spessore pari alle murature e altezza pari o superiore allo spessore dei solai. Travi e cordoli sono realizzati in cemento armato.

Le fondazioni, poste in piano, si presentano continue e realizzate in calcestruzzo, non si rilevano quadri fessurativi e/o cedimenti indicanti patologie fondali in atto e/o tali da richiedere interventi locali urgenti.

La disposizione delle finestre e/o aperture in genere si presenta regolare sulle murature esterne. All'interno dell'edificio, invece, sono presenti nicchie nelle pareti strutturali che fanno presupporre la riorganizzazione dei passaggi nel tempo (porte).

Le scale interne sono in cemento armato con gradini (pedate e alzate) rivestiti in marmo.

Le altezze di interpiano sono superiori ai 3 mt (nel piano seminterrato) e ai 4 mt ai piani superiori e possono porre a rischio di ribaltamento tramezzature snelle non idoneamente protette.

2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

Il sito su cui insiste l'immobile, si sviluppa su una superficie pianeggiante, caratterizzata da un leggero pendio come confermato dall'esistenza di un piano seminterrato, che giustifica l'assunzione prudenziale di un **coefficiente topografico T2**.

Nell'areale di interesse, sono state effettuate opportune e puntuali indagini d'ordine geofisico. Nello specifico, sono stati realizzati uno stendimento di sismica attiva MASW, ed una registrazione di microtremore ambientale HVSR, al fine di determinare le caratteristiche sismiche e di amplificazione di sito delle litologie che costituiscono il sottosuolo dei punti investigati.

Nel sito oggetto di studio, le tecniche di investigazione sismica utilizzate hanno dato informazioni del sottosuolo con differente risoluzione, ed in particolare, la tecnica MASW ha dato una buona risoluzione più in superficie, mentre la tecnica HVSR ha consentito di arrivare a strati più profondi.

Le analisi condotte hanno permesso di determinare i valori di VS30, partendo dal piano campagna, che risultano essere di 401 m/s, dato che conferma l'appartenenza del sottosuolo alla **categoria "B"** descritta in normativa come: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT, $30 > 50$ nei terreni a grana grossa e cu, $30 > 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

3 PROVE ED INDAGINI SUI MATERIALI

Per l'edificio oggetto di studio sono state acquisite i risultati delle indagini, di tipo distruttivo, eseguite nel settembre 2008 per la redazione di una precedente analisi di vulnerabilità sismica.

Dette indagini condotte consistevano in:

- Saggi sulle murature finalizzate alla definizione della tessitura muraria, forma e dimensione dei blocchi, stato di consistenza e conservazione della malta;
- Saggi effettuati sui solai al fine di determinarne la tipologia costruttiva e le dimensioni;
- Prova con doppio martinetto piatto sulla muratura del piano rialzato;
- Prova penetrometriche su due pannelli murari posti al piano rialzato e al primo piano dell'edificio al fine di valutare le caratteristiche meccaniche e il tipo di malta delle murature;

In aggiunta alle precedenti, sono state, inoltre, effettuate ulteriori indagini volte a determinare (i) la resistenza del calcestruzzo dei muri posti al piano seminterrato, tramite misura della durezza superficiale mediante sclerometro e (ii) la continuità delle murature portanti mediante carotaggi.

3.1 Saggi sulle murature

Come evinto, dalla documentazione acquisita (in allegato alla presente relazione), sono stati condotti complessivi n. 11 saggi (n.9 sulle murature e n.2 sui solai), sintetizzate nella tabella seguente:

Piano	Saggi sulle murature	Saggi sui solai	Totale
Seminterrato	S1; S2; S3		3
Rialzato	S4; S5; S7	S6	4
Primo	S9; S10; S11	S8	4
			11

L'analisi di dette indagini ha permesso di esprimere un giudizio qualitativo sulle strutture murarie portanti dell'edificio, attraverso la definizione di un "Indice di Qualità Muraria" (IQM) (variabile fra 0 e 10) attraverso il quale è possibile classificare la "qualità" della muratura. Valori alti di IQM garantiscono il rispetto della cosiddetta "regola dell'arte", ovvero degli accorgimenti e delle tecniche del buon costruire, capaci di assicurare un corretto ed efficace comportamento meccanico della stessa. L' IQM ottenuto per la muratura oggetto di studio è risultato pari a 7 (categoria B).

L'applicazione di detta metodologia permette di esprimere un giudizio di **qualità esecutiva "media"** prossima ai valori di murature di "buona" qualità confermando i margini in termini di sicurezza riferibili alle norme dell'epoca della realizzazione dell'edificio anche se le stesse non contemplavano resistenze a carico orizzontali e taglianti.

3.2 Prove con doppio martinetto

Dalla documentazione acquisita risulta l'esecuzione di n.1 prova con doppio martinetto eseguita sulla muratura del piano rialzato.

Dalla interpretazione dei risultati della prova derivano le caratteristiche meccaniche delle murature assunte e di seguito indicate:

TIPOLOGIA MURATURA	σ_r (Kg/cm ²)	τ_r (Kg/cm ²)	E (Kg/cm ²)	G (Kg/cm ²)	w (Kg/cm ²)
Mattoni pieni e malta di calce	18	0,6	800	134	1800

σ_r : resistenza a compressione muratura; τ_r : resistenza a taglio muratura; E: modulo di deformazione normale muratura; G modulo di deformazione tagliante muratura; w: peso specifico muratura.

3.3 Prove penetrometriche

Le prove acquisite riguardano le indagini condotte su due pannelli murari posti al piano rialzato e al primo piano dell'edificio. Le prove penetrometriche consentono la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle malte storiche di edifici esistenti attraverso la lettura della penetrazione di una punta di acciaio infissa nel giunto di malta. Dai risultati delle prove si evincono le caratteristiche della malta coesiva e discretamente omogenea classificabile come malta M1 secondo il D.M. 20/11/1987.

3.4 Prove scherometriche

Le prove sclerometriche, sono finalizzate alla determinazione della resistenza del calcestruzzo tramite misura della durezza superficiale, mediante valutazione del rimbalzo di una sfera metallica contenuta in apposito cilindro cavo.

Al fine di valutare la resistenza dei muri in cls poste al piano seminterrato, sono state condotte n. 30 prove sclerometriche utili su n. 3 aree di campionatura. Le indagini condotte, utilizzando uno sclerometro "SALMOIRAGHI N-34", hanno mostrato resistenze medie di circa 105 dN/cm².

Ai fini delle verifiche di sicurezza è stato prudenzialmente adottato un valore di resistenza media a compressione pari a **60 dN/cm²** (ulteriormente ridotto del valore di confidenza) corrispondente al massimo valore della tensione ammissibile a compressione semplice previsto dal R.D. 2229/39.

3.5 Indagini sulla continuità delle sezioni delle murature portanti

Al fine di verificare la continuità delle sezioni degli elementi strutturali sono state recentemente eseguiti opportuni carotaggi e saggi con perforazione mediante trapano. In particolare sono state eseguite n. 8 carotature con carotatrice Hilti DD 130 (v. Fig. 2) e n. 20 saggi mediante perforazione con trapano ispezionati tramite visione endoscopica.

Le verifiche hanno mostrato, tutte, la continuità delle sezioni degli elementi strutturali (sezione piena delle murature con assenza di sacchi interni).



Carotatura su muratura – vista interna



Carotatura su muratura – esecuzione



Fig. 2. Carotatura su muratura – viste carota estratta

4 LIVELLO DI CONOSCENZA

In accordo con quanto riportato al cap 8 della circolare esplicativa n. 617, si ritiene, per la struttura in questione, di aver conseguito un livello di conoscenza **LC1**, ovvero conoscenza limitata, cui corrisponde un fattore di confidenza nei confronti delle resistenze dei materiali pari a **FC=1.35**.

5 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Nel presente lavoro sono stati utilizzati metodi di **analisi lineare** per lo studio dei meccanismi locali, in assenza ed in presenza di sisma, e il metodo dell'**analisi statica non lineare** (pushover) per descrivere il comportamento globale dell'edificio in presenza di sisma. Le verifiche locali e globali sono complementari e nell'insieme offrono un quadro finale della sicurezza esaustivo ed esteso a tutti i meccanismi di crisi in cui verosimilmente può incorrere un edificio in muratura.

Fig. 3 mostra il modello completo 3D del CORPO A generato mediante l'ausilio del codice di calcolo VEMnl. Ver 20.3.

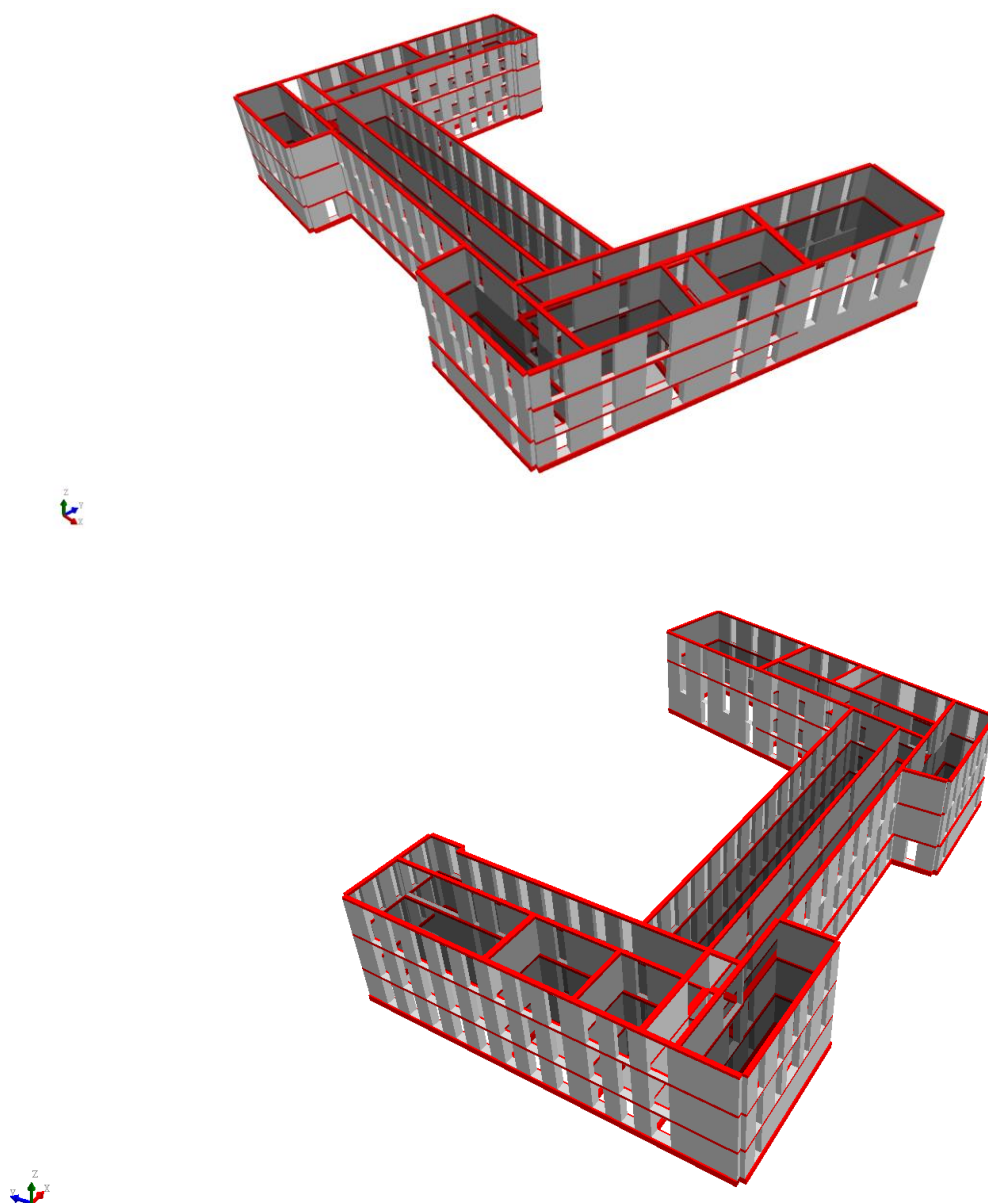


Fig. 3. Viste generali del modello strutturale adottato

Nella modellazione non lineare della struttura si è optato per una schematizzazione degli elementi murari resistenti (maschi murari) in assenza di travi di accoppiamento in muratura trascurando, di conseguenza, il contributo resistente delle stesse.



Fig. 4. Rappresentazione del modello strutturale adottato

Il modello è quindi costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Viene definita una opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello al fine di individuare univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

L'analisi sismica globale è stata condotta con il metodo dell'**analisi statica non lineare** (pushover), applicando alternativamente due differenti distribuzioni di forze orizzontali di cui una triangolare (affine al primo modo di vibrare) e l'altra uniforme. Entrambe le distribuzioni di forza vengono applicate separatamente in dir. X e dir. Y, considerando ogni volta una traslazione pari al 5% della lunghezza dell'edificio ortogonale alla direzione della forza.

Nel corso del processo si tiene conto del comportamento elastoplastico degli elementi resistenti considerando le condizioni di raggiungimento degli stati limite di interesse. Il risultato dell'analisi numerica fornisce la cosiddetta "**curva di capacità**", riportando in ascissa lo spostamento di un punto di controllo corrispondente al baricentro delle masse dell'ultimo piano e in ordinata la forza totale orizzontale applicata alla struttura. Sfruttando l'equivalenza con un oscillatore elasto-plastico elementare, è possibile infine agganciare gli spettri elastici e di eseguire le verifiche per gli stati limite di interesse.

Lo stato limite di salvaguardia vita (SLV) è raggiunto quando, per effetto della progressiva eliminazione dei maschi murari arrivati a collasso (quelli cioè con spostamenti relativi maggiori della duttilità ultima a taglio o a flessione), la forza resistente manifesta una riduzione pari al **20%** del valore massimo V_{max} raggiunto durante l'analisi pushover .

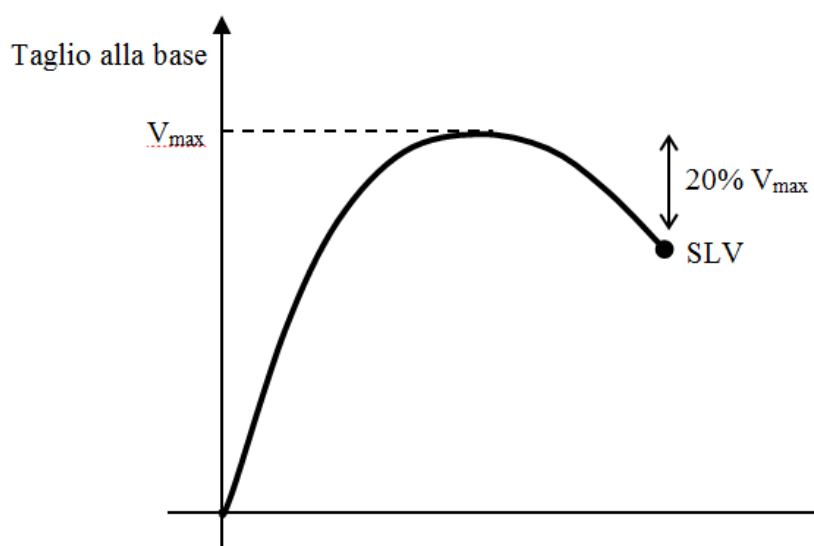


Fig. 5. Definizione del punto corrispondente al raggiungimento dello SLV sulla curva pushover

Oltre a quanto sopra detto, e coerentemente con quanto riportato al par. 7.8.1.6 del DM2018, affinché l'esito della verifica sia positivo, il fattore di struttura q_{eq} , pari al rapporto tra la massima forza elastica e quella allo snervamento del sistema equivalente, deve assumere valore minore di 3 .

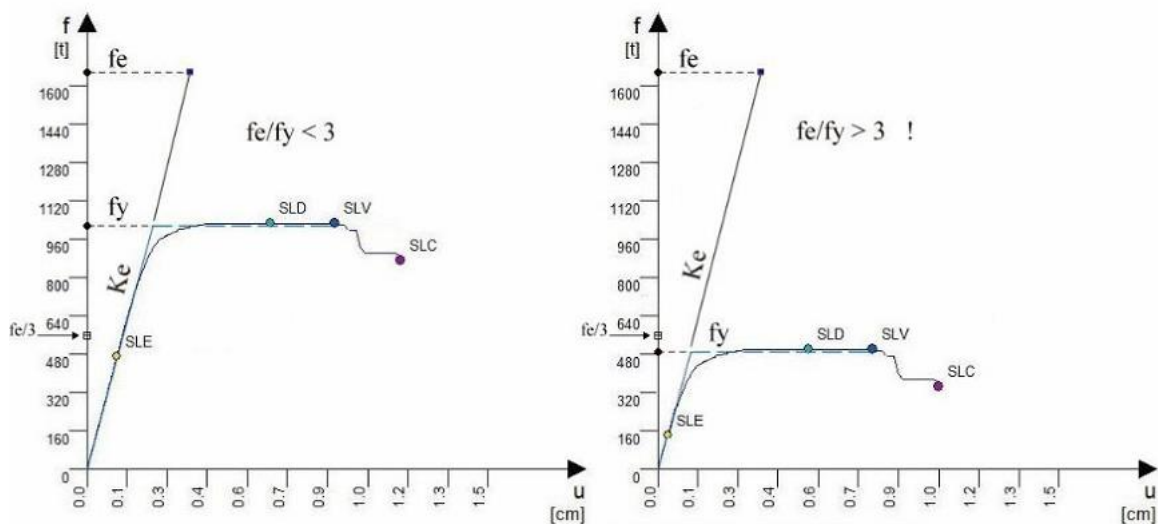


Fig. 6. Esempio di verifica pushover (a) soddisfatta e (b) non soddisfatta

5.1 Comportamento elasto-plastico del maschio murario

I maschio murari sono stati modellati considerando un comportamento elastico perfettamente plastico definito (i) dalla rigidezza elastica k , (ii) dalla resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione) V_u , (iii) dallo spostamento elastico $\delta_0 = V_u/k$ e (iv) dallo spostamento ultimo δ_u (v. Fig. 7).

Durante l'analisi pushover, la deformazione del maschio raggiungerà un valore limite di resistenza pari al valore minimo fra quello riferito alla crisi a pressoflessione o a taglio. Da questo punto in poi, continua ad offrire la portanza limite raggiunta V_u , finché lo spostamento non raggiunge la soglia ultima (a pressoflessione o taglio), oltre la quale il maschio è dichiarato collassato e il suo contributo si annulla.

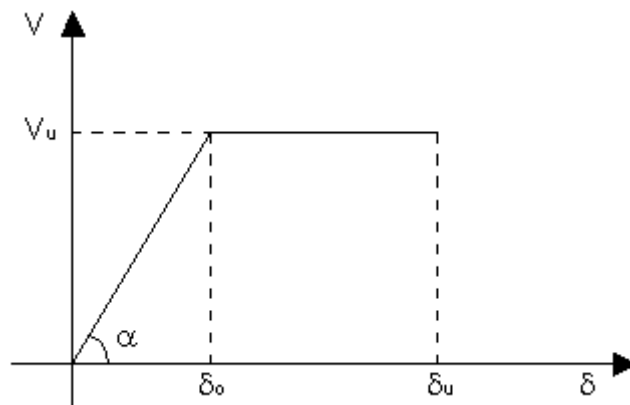


Fig. 7. Modellazione del maschio murario nel piano forza orizzontale-spostamento orizzontale

Nei paragrafi seguenti vengono forniti maggiori dettagli circa le espressioni utilizzate per la modellazione dei singoli maschi murari.

5.1.1 Rigidezza elastica

La rigidezza elastica k , nelle condizioni di rotazioni impediti al piede e in testa, si valuta in base alla teoria della trave deformabile a taglio e a flessione con la seguente espressione:

$$k = 1 / [h_{\text{eff}}^3 / (12EI) + 1.2h/(GA)]$$

dove:

- h_{eff} è l'altezza efficace dell'elemento
- E è il modulo elastico normale
- G è il modulo elastico tangenziale
- I è il momento d'inerzia della sezione trasversale rispetto all'asse baricentrico ortogonale al piano dell'elemento
- A è l'area della sezione trasversale

5.1.2 Taglio ultimo longitudinale per edifici esistenti

Il valore del taglio ultimo resistente si ottiene dalla seguente formula (v. par. C8.7.1.5 cir. 617):

$$V_t = 1 \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello;
- t è lo spessore del pannello;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/lt, con P forza assiale agente, positiva se di compressione);
- τ_{0d} è il valore della resistenza a taglio di calcolo della muratura ;
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

5.1.3 Momento ultimo longitudinale

Il valore del momento ultimo resistente si ottiene dalla seguente formula (7.8.2.2.1)

$$M_u = (L^2 B \sigma_n / 2) (1 - \sigma_n / (0.85 f_d))$$

In cui:

- M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
- t è lo spessore della zona compressa della parete;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/(lt), con P forza assiale agente positiva se di compressione), $M_u = 0$ se P è di trazione;
- f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura .

5.1.4 Spostamento ultimo

Lo spostamento ultimo δ_u dipende dal tipo di rottura dell'elemento. Nel caso di edifici esistenti analizzati con il metodo dell'analisi statica non lineare, la circolare 617 chiarisce al par. C8.7.1.4 i valori dello spostamento ultimo da considerare, pari a 0.004 h_{eff} e 0.006 h_{eff} rispettivamente per collasso a flessione e taglio.

6 INDICATORE DI RISCHIO SISMICO

Nel presente lavoro la “capacità” della struttura viene espressa in termini di accelerazione di picco al suolo ($PGA_{c,SLV}$) associata al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**), valutato a valle delle analisi numeriche.

Parimenti la “domanda” sismica è rappresentata dal valore della accelerazione di picco ($PGA_{d,SLV}$) è fornito dalle NTC2018 allo Stato limite di riferimento (**SLV**), in funzione della sismicità del sito, della classe d’uso dell’edificio, del tipo di sottosuolo e della topografia del sito.

In definitiva l’indicatore di rischio globale allo SLV è esprimibile mediante il seguente rapporto:

$$IR_{PGA,SLV} = PGA_{c,SLV} / PGA_{d,SLV}$$

Tale indicatore fornisce il grado di vulnerabilità sismica dell’opera allo SLV, risultando maggiore o uguale ad 1 per opere adeguate alle norme sismiche vigenti.

7 RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

Nel presente lavoro le caratteristiche meccaniche della muratura in mattoni pieni e malta di calce sono state definite considerando i risultati delle prove a doppio martinetto riportate al par. 3.2. Le indagini con sclerometro di cui al par. 3.4, invece, hanno permesso di definire la resistenza a compressione delle pareti del piano seminterrato in cls.

I valori dei principali parametri meccanici delle pareti in muratura e di quelle in cls sono riportate nelle tabelle seguenti. In particolare il modulo E della muratura è stato assunto (prudenzialmente) pari al 75% di quello ottenuto durante la singola prova con i martinetti. Il modulo G, invece, è stato assunto pari ad 1/3 del modulo E. Infine la resistenza a taglio è stata valutata mantenendo inalterato il rapporto tra la resistenza a compressione e quella a taglio delle murature con mattoni pieni e malta di calce riportata nella tabella C8.A.2.1 della Circolare 617.

Muratura		Muratura	
Nome	Muratura old	Nome	Muratura cls
☒ Utente	☒ Esistente	☒ Utente	☒ Esistente
Coefficiente di Poisson (Ni)	0.15	Coefficiente di Poisson (Ni)	0.15
Coefficiente di dilatazione termica	1E-005 [1/°C]	Coefficiente di dilatazione termica	1E-005 [1/°C]
Tipo muratura	Laterizio	Tipo muratura	Laterizio
	Mattoni pieni e malta di calce		Blocchi cls
Coefficiente correttivo	1.00	Coefficiente correttivo	1.00
Fattore di confidenza	1.35	Fattore di confidenza	1.35
Coefficiente di sicurezza (γ/m)	3.00	Coefficiente di sicurezza (γ/m)	1.50
fhd/fd	1.0	fhd/fd	1.0
Modulo elastico normale (E)	6000.00 [daN/cm²]	Modulo elastico normale (E)	178481.00 [daN/cm²]
Modulo elastico tangenziale (G)	2000.00 [daN/cm²]	Modulo elastico tangenziale (G)	80316.00 [daN/cm²]
Res. car. compress. blocco (fbk)	150.00 [daN/cm²]	Res. car. compress. blocco (fbk)	60.00 [daN/cm²]
Res. car. compress. mur. (fk + fm)	18.00 [daN/cm²]	Res. car. compress. mur. (fk + fm)	50.00 [daN/cm²]
Res. car. taglio mur. (fvk0)	2.00 [daN/cm²]	Res. car. taglio mur. (fvk0)	2.00 [daN/cm²]
Res. limite a taglio (fvklim)	21.00 [daN/cm²]	Res. limite a taglio (fvklim)	21.00 [daN/cm²]
Res. media a taglio (T0)	0.45 [daN/cm²]	Res. media a taglio (T0)	20.00 [daN/cm²]
Peso specifico	1800.00 [daN/m³]	Peso specifico	2400.00 [daN/m³]

Il valore del coefficiente di sicurezza parziale γ_m , in particolare, dipende dal metodo di analisi, dal tipo di verifica condotta (locale o globale) e dalla presenza o meno del sisma, coerentemente con quanto riportato nelle NTC2018.

8 ANALISI DEI CARICHI

Le principali azioni che interessano la costruzione oggetto di verifica sono riassumibili in:

- i. azioni permanenti di tipo strutturale (**G₁**) e non strutturale ovvero portati (**G₂**);
- ii. azioni variabili (**Q**) di lunga durata (in funzione dalla categoria di appartenenza) e di breve durata (**neve**);
- iii. azione sismica (**E**)

I carichi permanenti degli elementi strutturali (di tipo G₁) sono valutati in automatico dal codice di calcolo, considerando le dimensioni geometriche e i pesi a metro cubo dei materiali utilizzati.

Tabella 1 sintetizza i carichi statici di tipo permanente strutturale (G₁), permanente portato (G₂) e variabile (Q) stimati ai vari livelli dell'edificio oggetto di studio.

Tabella 1. Analisi dei carichi G₁, G₂ e Q dei solaio di piano

Livello	Destinazione d'uso	G ₁ (kg/m ²)	G ₂ (kg/m ²)	Q (kg/m ²)
seminterrato	Scuola (C1)	285	170	300
Piano rialzato	Scuola (C1)	285	170	300
Piano primo	Scuola (C1)	285	170	300
Piano sottotetto	Manutenzione (H1)	445	130	50
Piano primo Aula magna	Palestra (C2)	375	170	400
Piano sottotetto su palestra	Manutenzione (H1)	535	130	50

I carichi permanenti degli elementi strutturali (di tipo G₁) sono valutati in automatico dal codice di calcolo, tenuto conto delle dimensioni geometriche degli elementi strutturali e dei pesi a metro cubo dei materiali utilizzati.

9 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le NTC2018 adottano un approccio prestazionale agli stati limite per la progettazione delle strutture nuove e la verifica di quelle esistenti.

Le **azioni sismiche** di progetto si definiscono a partire dalla *pericolosità sismica di base*, definita in termini ordinate dello **spettro di risposta elastico** in accelerazione $S_e(T)$ valutato sulla base di prefissate probabilità di eccedenza P_R nel periodo di riferimento V_R . Il periodo di riferimento V_R è valutabile moltiplicando la vita nominale (V_N) per un coefficiente d'uso (C_u).

La vita nominale (V_N) è da intendersi come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, così come riportato in Tab 2.4.1 delle NTC. Il coefficiente d'uso (C_u) dipende dalla classe d'uso dell'opera così come riportato al par. 2.4.2 delle NTC 2018). I valori di P_{VR} , infine, dipendono dalle prestazioni attese sulla struttura nei riguardi di diversi Stati Limite (ultimi e di esercizio), così come riportato nel seguito vedi Tab. 3.2.1 delle NTC):

- Stato Limite di Operatività (SLO): **SLO** $\rightarrow P_{VR} = 81\%$
- Stato Limite di Danno (SLD): **SLD** $\rightarrow P_{VR} = 63\%$
- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV): **SLV** $\rightarrow P_{VR} = 10\%$
- Stato Limite di Collasso (SLC): **SLC** $\rightarrow P_{VR} = 5\%$

Una volta noti i valori di V_R e P_{VR} è possibile valutare il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica, espresso in anni, con la relazione (vedi Allegato A delle NTC):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Noto il periodo di ritorno dell'azione sismica, le forme spettrali sono definite a partire dai parametri a_g , F_o , T_C^* individuati nell'Allegato B delle NTC2018 in funzione dei punti del reticolo di riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia. I punti del reticolo sono in totale 10751 definiti in termini di latitudine e longitudine.

Le equazioni delle componenti orizzontali dello spettro di risposta elastico sono riportate nel seguito (v. cap. 3 NCT2018):

$$\begin{array}{l|l}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

dove:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_S \cdot S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab 3.2.V delle NTC) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI delle NTC) pari ad 1 per categoria topografica T_1 ;
- T_C è il periodo corrispondente alla fine del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da $T_C = C_C T_C^*$, in cui C_C è funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V delle NTC);
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, pari a $T_B = T_C/3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4,0 (a_g/g) + 1,6$.

Da uno studio geologico del sottosuolo e delle condizioni topografiche dell'area interessata dall'edificio in esame risulta che il terreno è **tipo B** mentre la condizione topografica del sito è ascrivibile alla **categoria T2** (vedi tab. 3.2.I e 3.2.IV delle NTC2018).

Nel seguito sono riportati tutti i parametri necessari alla costruzione dello spettro di progetto allo **SLV** utilizzato per la verifica delle parti strutturali delle opere oggetto di studio, considerando uno smorzamento viscoso equivalente pari al 5%.

Vita nominale della costruzione

Coefficiente d'uso

Periodo di riferimento

Probabilità di eccedenza allo SLV

Periodo di ritorno dell'azione sismica

Accelerazione di picco su suolo rigido allo SLV

Tipologia sottosuolo

Coefficiente di amplificazione stratigrafico

Topografia

Coefficiente di amplificazione topografica

Coefficiente di amplificazione stratigrafico e topografico

PGA allo SLV

$V_N = 50$ anni;

$c_u = 1.5$ (opera rilevante – scuole);

$V_R = V_N \times c_u = 1.5 \times 50 = 75$ anni;

$P_{vr} = 10\%$;

$T_r = - V_R / (1 - \ln P_{vr}) = 712$ anni;

$a_g = 0.098g$;

Tipo B

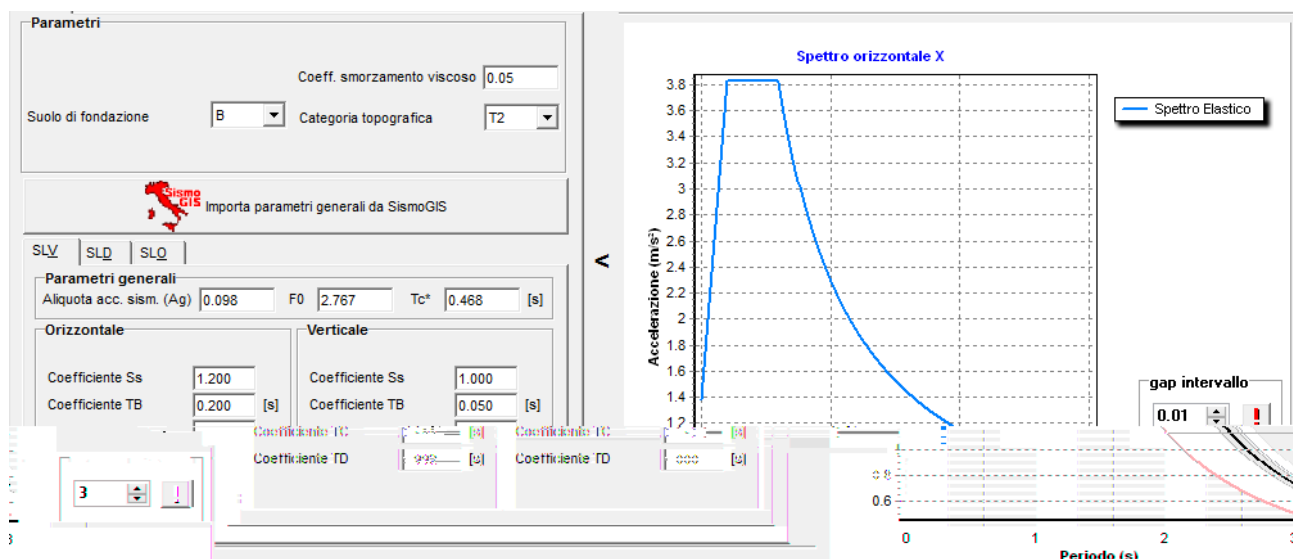
$S_s = 1.20$

T2

$S_T = 1.20$

$S = 1.20 \times 1.20 = 1.44$

$PGA = a_g \times S = 0.098g \times 1.44 = 0.14 g$



10 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le verifiche agli Stati Limite sono state condotte definendo un totale di n. **17 combinazioni di carico** di cui

- **N. 1 Combinazione fondamentale** allo SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **N. 8 analisi pushover con distribuzione lineare delle forze orizzontali**

- **N. 8 analisi pushover con distribuzione costante delle forze orizzontali**

I carichi gravitazionali agenti durante le analisi pushover sono stati combinati con la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Le verifiche strutturali allo SLU, sono state, condotte utilizzando i coefficienti di sicurezza parziali riportati nella tab. 2.6.I delle NTC2018 colonna A1:

$\gamma_{G1}=1.3$ (coefficiente parziale di sicurezza adottato per carichi permanenti strutturali G_{1k})

$\gamma_{G2}=1.5$; (coefficiente parziale di sicurezza per permanenti non strutturali G_{2k})

$\gamma_Q=1.5$ (coefficiente parziale di sicurezza per carichi accidentali Q_{2k})

I coefficienti parziali di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 utilizzati, invece, dipendono dalle destinazioni d'uso presenti in corrispondenza di ciascun livello della struttura secondo quanto previsto dalle attuali NTC2018.

E' importante precisare che nel presente studio le analisi pushover sono state condotte considerando alternativamente 4 eccentricità del centro massa (+X, -X, +Y, -Y) per ciascun piano dell'edificio pari al 5% della massima direzione trasversale.

Per ciascuna delle eccentricità, inoltre, è stato considerato alternativamente il verso positivo (+) e negativo (-), ottenendo quindi un totale di 8 analisi pushover sia per il Gruppo 1 che per il Gruppo 2.

11 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Le analisi numeriche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo **VEM_NL ver.20.1.9**, dedicato all'analisi delle strutture in muratura di cui è produttore e distributore la Stacec s.r.l. con sede in Bovalino (RC).

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ***ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico***. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

12 VERIFICHE DI SICUREZZA STATO ANTE INTERVENTO

12.1 Verifiche statiche allo SLU

Le verifiche statiche allo SLU (a soli carichi verticali) sono soddisfatte. Coefficiente di sicurezza minimo $\sigma_{lim}/\sigma = 1.01 > 1.0$.

12.2 Verifiche cinematici locali in condizioni sismiche – ante intervento

Le immagini in basso riportano i risultati di calcolo dei meccanismi locali riferiti alle sole pareti che non soddisfano le verifiche al ribaltamento fuori dal piano in condizioni sismiche. I meccanismi di ribaltamento interessano due pareti poste all'ultimo, individuate dai fili 13-14-15 (v. Fig. 9) e 13-20-23-28 (v. Fig. 10). Il coefficiente di sicurezza “s” è ottenuto come rapporto capacità/domanda in spostamento valutati allo SLV con la procedura descritta al par. C8A.4.2 della circolare 617. **Valori di $s < 1$ indicano l'esito negativo delle verifiche.**

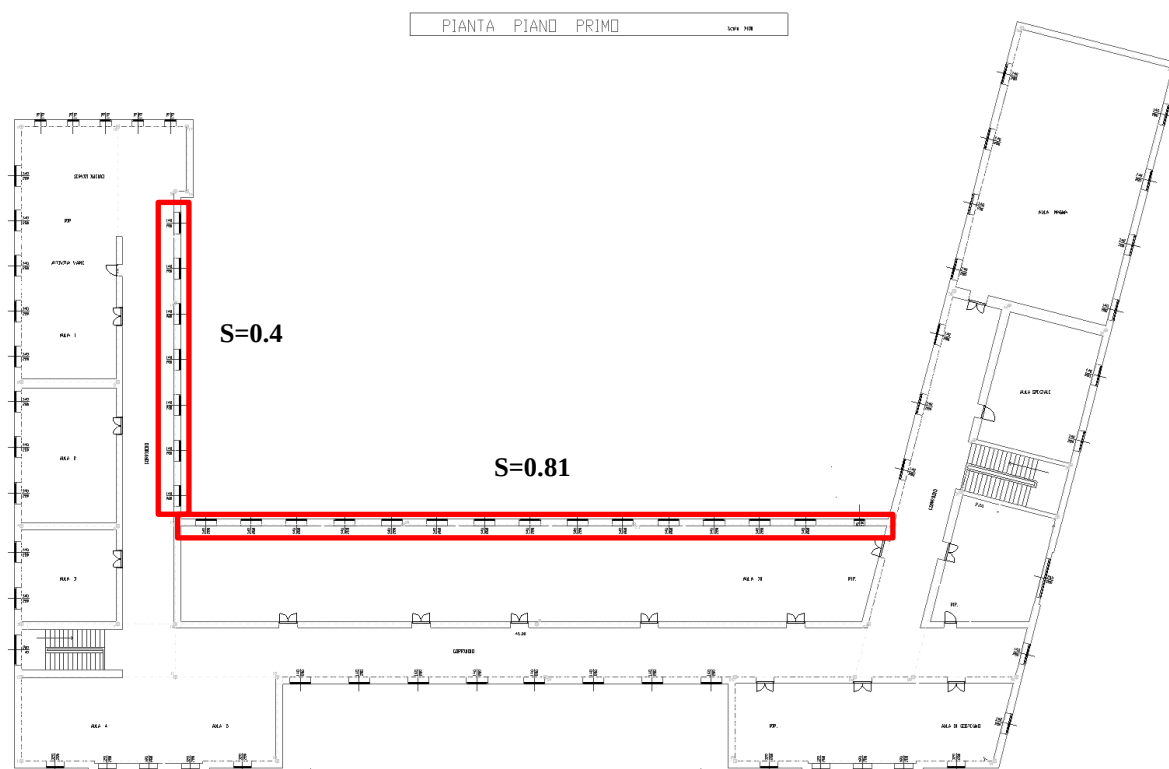


Fig. 8. Pianta piano primo: pareti che non soddisfano le verifiche al ribaltamento fuori dal piano

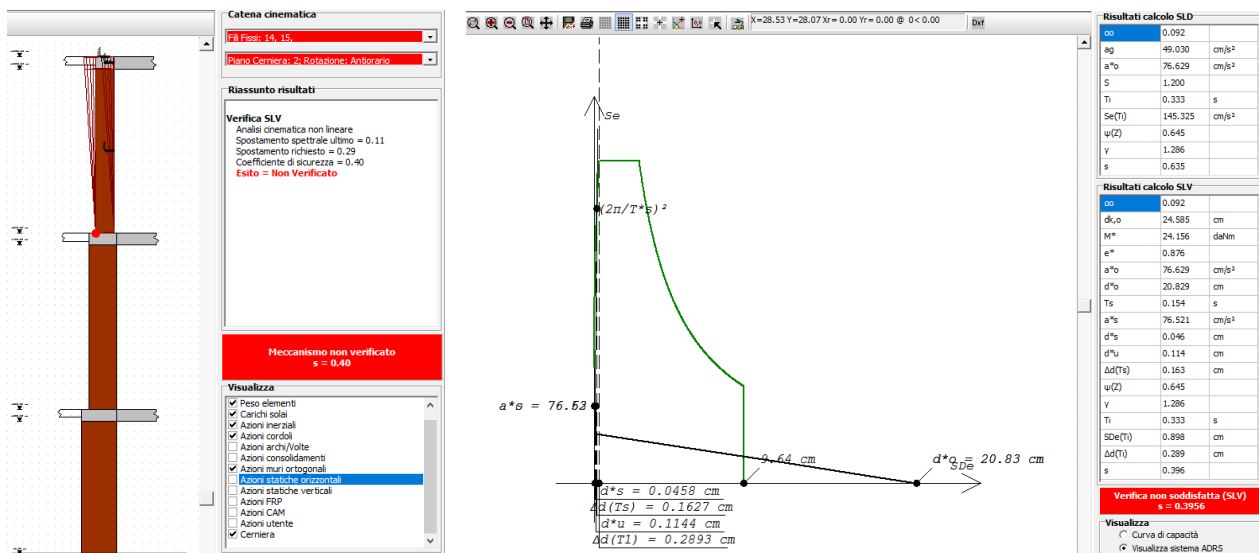


Fig. 9. Verifica meccanismi locali Parete piano primo fili 13-14-15

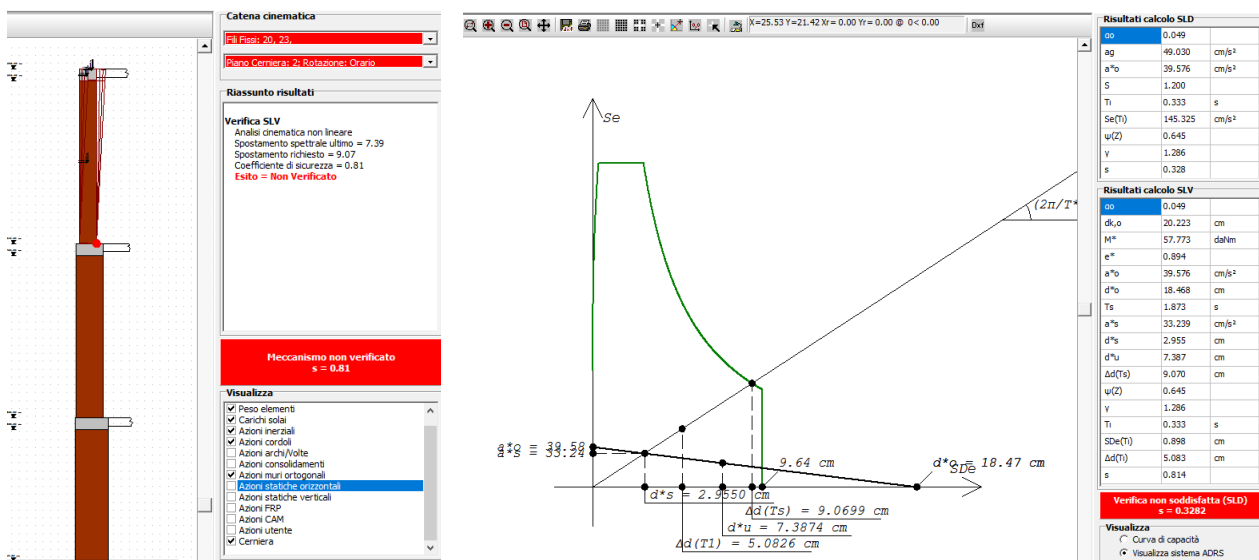


Fig. 10. Verifica meccanismi locali Parete piano primo fili 13-20-23-28

12.3 Verifiche globali della struttura in condizioni sismiche – ante intervento

Gli esiti delle verifiche globali, condotte con l'analisi statica non lineare, sono sintetizzati nella tabella seguente. Le verifiche si ritengono soddisfatte per valori di $\alpha_{uv} > 1$.

Tabella riassuntiva analisi statiche non lineari

Cond.	S_t	S_s	PGA_{CLV}	PGA_{DLV}	α_{uv}
Cond_X_1(+); Ecc(+)	1.2	1.2	0.10234	0.1411	0.7253012
Cond_X_1(+); Ecc(-)	1.2	1.2	0.0847	0.1411	0.6002835
Cond_X_1(-); Ecc(+)	1.2	1.2	0.10178	0.1411	0.7213324
Cond_X_1(-); Ecc(-)	1.2	1.2	0.08722	0.1411	0.6181432
Cond_X_2(+); Ecc(+)	1.2	1.2	0.08771	0.1411	0.6216159
Cond_X_2(+); Ecc(-)	1.2	1.2	0.08064	0.1411	0.5715096
Cond_X_2(-); Ecc(+)	1.2	1.2	0.08015	0.1411	0.5680369
Cond_X_2(-); Ecc(-)	1.2	1.2	0.08267	0.1411	0.5858965
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	1.2	1.2	0.06958	0.1411	0.4931254
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	1.2	1.2	0.06755	0.1411	0.4787385
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	1.2	1.2	0.06804	0.1411	0.4822112
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	1.2	1.2	0.06755	0.1411	0.4787385
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	1.2	1.2	0.06503	0.1411	0.4608788
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	1.2	1.2	0.06097	0.1411	0.4321049
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	1.2	1.2	0.063	0.1411	0.4464918
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	1.2	1.2	0.05999	0.1411	0.4251595*

S_t : fattore di amplificazione topografica.

S_s : fattore di suolo.

PGA_{CLV} : accelerazione di picco al suolo ($PGA_{CLV} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{CLV}$).

PGA_{DLV} : accelerazione di picco al suolo di riferimento ($PGA_{DLV} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{DLV}$).

α_{uv} : indicatore di rischio (PGA_{CLV} / PGA_{DLV}).

Cond_X_1(+); Ecc(+):	Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)
Cond_X_1(+); Ecc(-):	Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)
Cond_X_1(-); Ecc(+):	Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)
Cond_X_1(-); Ecc(-):	Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)
Cond_X_2(+); Ecc(+):	Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)
Cond_X_2(+); Ecc(-):	Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)
Cond_X_2(-); Ecc(+):	Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)
Cond_X_2(-); Ecc(-):	Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)
Cond_Y_1(+); Ecc(+):	Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)
Cond_Y_1(+); Ecc(-):	Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)
Cond_Y_1(-); Ecc(+):	Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)
Cond_Y_1(-); Ecc(-):	Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)
Cond_Y_2(+); Ecc(+):	Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)
Cond_Y_2(+); Ecc(-):	Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)
Cond_Y_2(-); Ecc(+):	Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)
Cond_Y_2(-); Ecc(-):	Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)

Il minimo rapporto Capacità/Domanda (C/D) espresso in termini di PGA e riferito allo stato ante operam risulta pari a:

$$\alpha_{uv} = \text{PGA capacità} / \text{PGA domanda} = 0.43$$

Si riportano nel seguito l'andamento delle curve pushover ed i corrispondenti coefficienti di sicurezza riferite alle configurazioni di verifica più critiche.

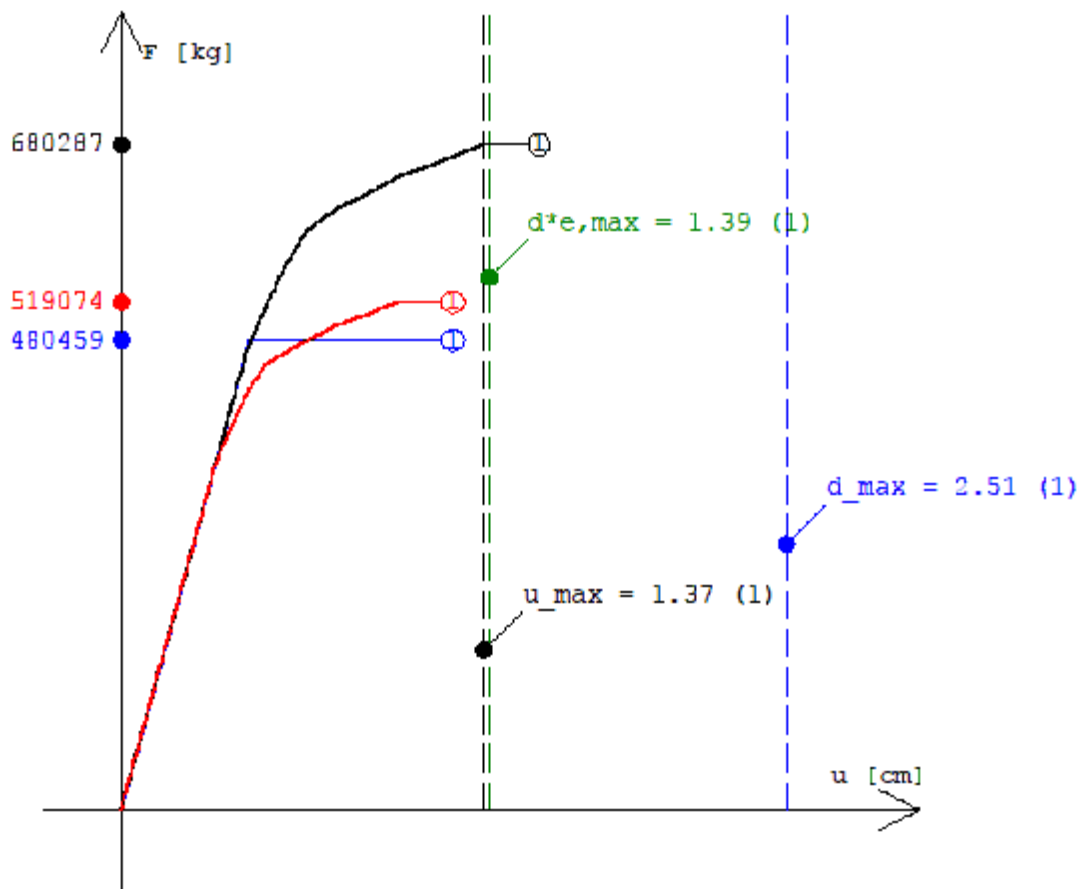


Fig. 11. Condizione peggiore analisi pushover in dir. Y

13 INTERVENTI STRUTTURALI PROPOSTI

Lo studio di vulnerabilità sismica ha evidenziato un significativo deficit del rapporto capacità/domanda (pari a circa 0.80) nella direzione Y, parallela ai due lati della pianta a C dell'edificio, dovuto principalmente al limitato numero di maschi murari resistenti nella direzione in esame.

L'inserimento di nuovi setti (in muratura o c.a.) e/o controventi metallici (a X o V), da disporre in direzione Y ad interassi non superiori ai 5.0-6.0 m, abbinato al prolungamento delle pareti già presenti in quella stessa direzione, consentirebbe certamente di elevare l'attuale livello di sicurezza lungo la direzione critica. Tuttavia, l'intervento così concepito risulterebbe invasivo in quanto i nuovi setti/controventi dovrebbero essere estesi per l'intero sviluppo in elevazione dell'edificio comportando parziali demolizioni di alcuni campi di solaio e richiedendo altresì un attento studio (ad oggi non disponibile) circa le effettive caratteristiche geotecniche del sito su cui realizzare le fondazioni dei nuovi elementi.

D'altra parte, il semplice rinforzo delle pareti con la tradizionale tecnica delle paretine armate intonaco armato, comporterebbe significativi incrementi di massa (4 cm di intonaco armato sulle due facce della parete pesano circa 200 Kg/mq di parete, a fronte di un peso della muratura di 600-1200 Kg/mq, a seconda dello spessore), problemi e difficoltà per l'esecuzione degli impianti o per la loro manutenzione, e potrebbe causare problemi di condensa sulle pareti oltre ad alterarne l'aspetto esteriore creando significativi spessori. In aggiunta, vale la pena osservare che l'intonaco armato non garantisce significativi incrementi di duttilità della muratura, a causa dei meccanismi fragili di trasmissione degli sforzi tra muratura e armatura, e anche della scarsa duttilità della rete elettrosaldata.

Da escludere, infine, un'altra tecnica tradizionale basata sulle iniezioni di malta dal momento che tale tecnica è applicabile solo su murature con elevata percentuale di fori mentre i risultati delle indagini endoscopiche hanno evidenziato la presenza di una malta compatta ben cementata in buone condizioni. Inoltre, la tecnica in questione garantirebbe solo un aumento della rigidità delle murature e della resistenza della parete nel suo piano, lasciando pressoché inalterato il comportamento della parete fuori dal suo piano.

Alla luce delle osservazioni sopra fatte, e tenuto conto di quanto richiesto dal bando di gara, la strategia proposta nel presente studio è stata quella di individuare una soluzione strutturale capace di soddisfare i seguenti principali obiettivi:

- (i) immediata cantierabilità della proposta progettuale;
- (ii) scarsa invasività dei lavori da realizzare;
- (iii) ridotti tempi di esecuzione;
- (iv) economicamente perseguibile con le somme finanziabili;
- (v) limitata interruzione d'uso da parte degli occupanti durante le lavorazioni;
- (vi) non comportare ampliamenti di volumetria, ovvero incrementi dei carichi globali in fondazione superiore al 10% ovvero alterazioni dell'organismo edilizio esistente;
- (vii) conseguimento di un **adeguamento sismico** volto ad accrescere la capacità resistente della struttura allo SLV.

Sulla base delle criticità emerse in particolare dallo studio di vulnerabilità sismica, nelle zone in cui il modello di calcolo ha evidenziato la necessità di intervento si opererà mediante l'innovativo sistema **CAM (Cuciture Attive per la Muratura)** basato su un sistema tridimensionale di cuciture, capaci di "impacchettare" i pannelli murari garantendo un significativo incremento sia in termini di resistenza (a taglio e pressoflessione) che di duttilità.

Il sistema CAM si compone di leggeri e flessibili tiranti orizzontali e verticali realizzati con nastri in acciaio inox di spessore 0.75-0.8 mm e larghezza di 18-20 mm, le cui caratteristiche di resistenza a snervamento e a rottura sono tipicamente pari a 250-300 MPa e 600-700 MPa, rispettivamente. I nastri, vengono disposti in orizzontale e verticale, passanti attraverso lo spessore murario, e richiusi su se stessi attraverso reggette previa applicazione di una pretensione. I nastri a loro volta contrastano su piastre metalliche imbutite inserite all'interno delle forature (v. Fig. 12), generalmente disposte a quince conce. In questo modo i muri vengono confinati in maniera attiva garantendo un efficace comportamento scatolare della struttura grazie anche alla connessione fra le pareti e solai di piano, potendo altresì scongiurare pericolosi meccanismi di ribaltamento fuori dal piano. L'intervento così concepito comporta una **variazione di massa trascurabile**, presenta interazioni minime con gli impianti e permette una regolare evaporazione dell'acqua di risalita

capillare. Vale la pena infine notare che il sistema CAM trova la sua naturale applicazione su murature intonacate mediante la rimozione dell'intonaco o di strisce di intonaco nelle quali alloggiare i nastri; grazie all'utilizzo di acciaio inox consente di non utilizzare intonaci cementizi per la finitura o il ripristino.

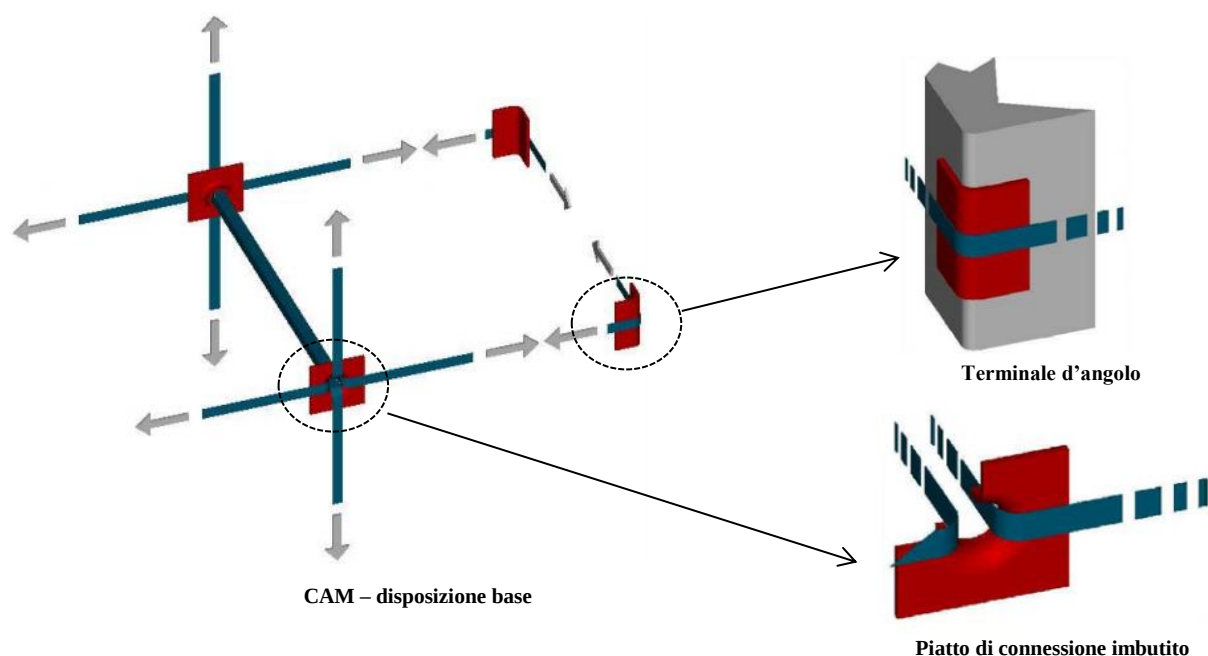


Fig. 12. Particolari del sistema CAM

Nel presente lavoro l'intervento con CAM è stato opportunamente progettato per elevare in modo significativo il livello di sicurezza dell'edificio nei riguardi delle azioni sismiche orizzontali, soprattutto nella direzione debole (parallela al lato corto in pianta) caratterizzata da una significativa carenza di resistenza emersa dallo studio di vulnerabilità sismica dello stato di fatto.

La soluzione proposta consiste nel disporre i nastri in acciaio inox secondo una maglie quadrate di 80×80 cm / 50×50 cm lungo selezionate pareti del perimetro esterno dell'edificio, escludendo ovviamente le pareti in cls al piano interrato. Il passo della maglia così individuato dovrà essere opportunamente infittito in corrispondenza dei cantonali d'angolo.

La configurazione dei nastri proposta consiste in 2 avvolgimenti in direzione verticale e 3 in direzione orizzontale (CAM 2×3). Per i nastri disposti in direzione verticale si propone l'impiego di acciaio Inox AISI 301 con resistenza a trazione di 3180 kg/cm² mentre per i nastri disposti orizzontalmente si propone l'impiego di acciaio inox ASI 301-C1000 caratterizzato da un più alto valore della resistenza a trazione pari a 5100 kg/cm². Vale la pena notare che il sistema CAM viene

altresì proposto per elevare la capacità portante nei riguardi della pressoflessione longitudinale e trasversale allo SLU di setti in muratura particolarmente snelli, garantendo altresì un efficace collegamento fra pareti ortogonali nei cantonali elevando significativamente il comportamento scatolare e la resistenza delle pareti per meccanismi di ribaltamento fuori dal proprio piano.

13.1 Disposizione intervento

La figura in basso mostra la proposta di disposizione in pianta della configurazione CAM considerata nel presente lavoro.

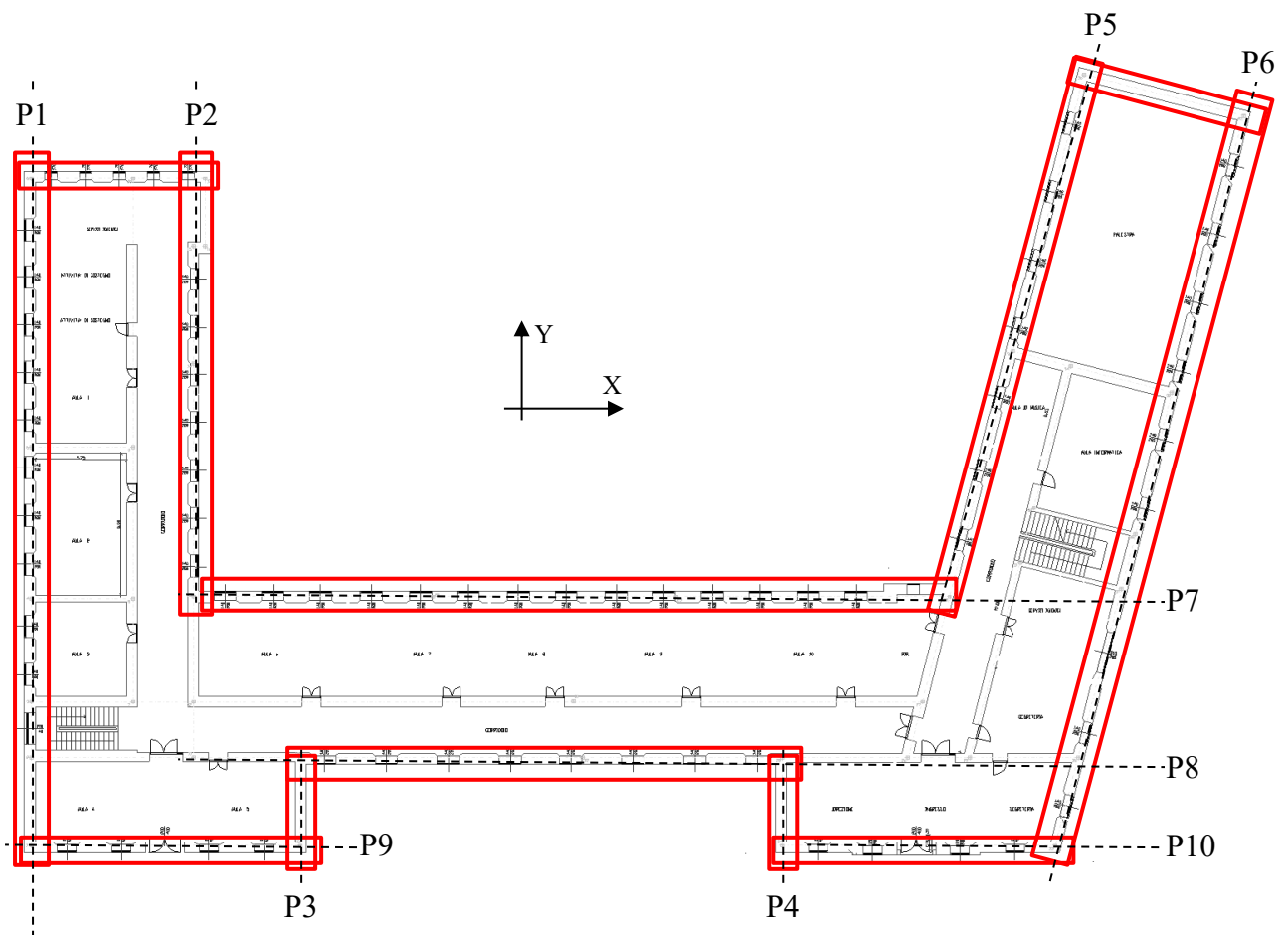


Fig. 13. I piano sottostrada (scuola): individuazione elementi da rinforzati con CAM

La tabella seguente riporta una sintesi delle superfici delle pareti oggetto di intervento:

Parete	Direzione	Superficie intervento (mq)
1	Y	533.4825
2	Y	327.435
3	Y	68.475
4	Y	68.475
5	Inclinata	423.3
6	Inclinata	600.09
7	X	581.415
8	X	366.03
9	X	217.875
10	X	217.875

Escludendo dall'intervento la superficie del piano controterra si assume prudenzialmente una superficie di intervento pari a circa 3000 mq.

14 RISULTATI ANALISI STRUTTURA POST INTERVENTO

Il modello numerico sviluppato in ambiente VEM per lo studio dello stato attuale dell'edificio oggetto di studio è stato opportunamente aggiornato considerando gli interventi proposti descritti in precedenza.

Gli interventi proposti soddisfano le verifiche locali nei riguardi del ribaltamento fuori dal piano con valori minimi del coefficiente di sicurezza sempre superiori all'unità (valore minimo 3.67 – v. Fig. 12).

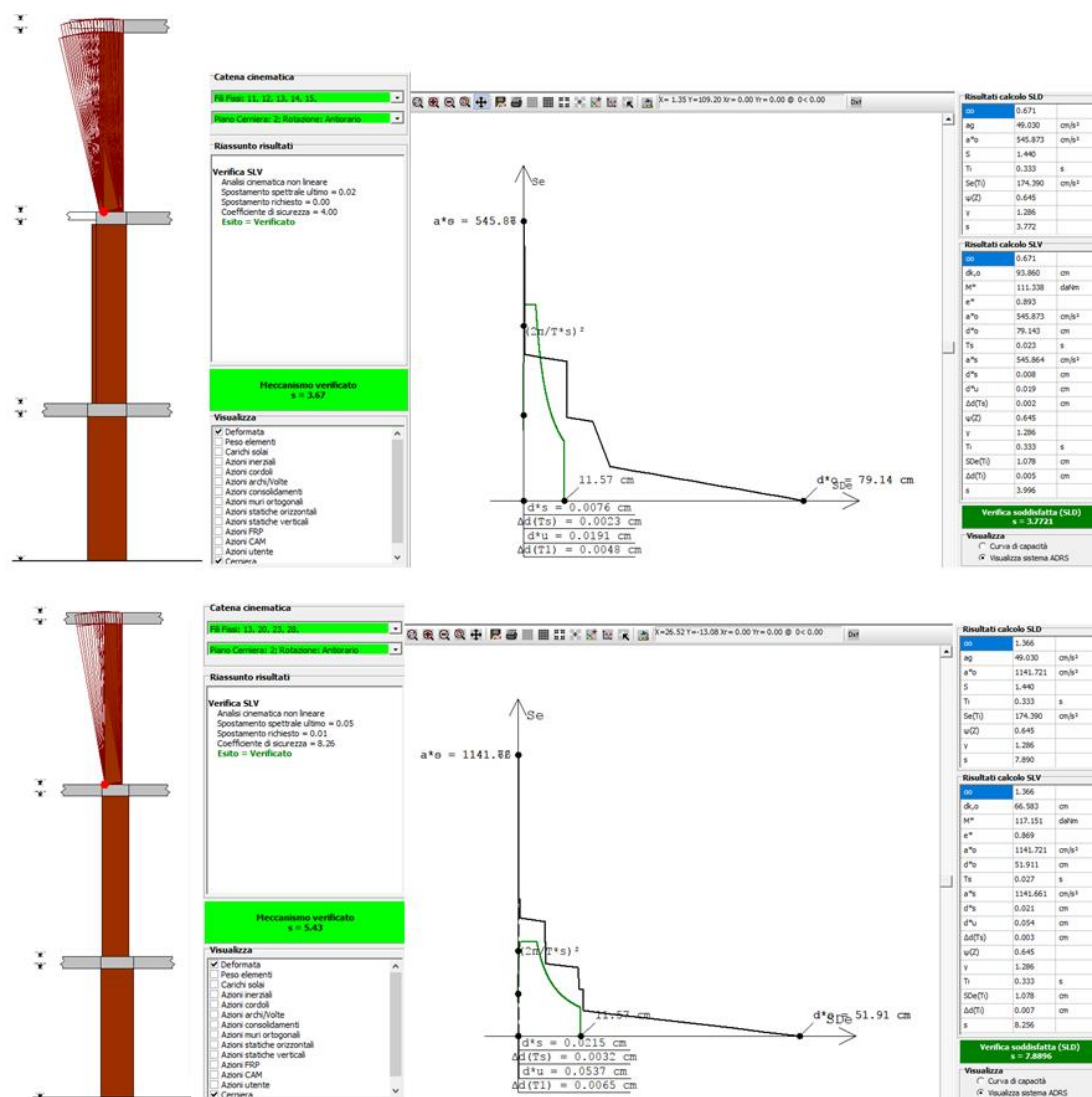


Fig. 14. Verifica meccanismi locali Pareti più critiche

Risultano inoltre soddisfatte le verifiche allo SLU (soli carichi verticali) con un coefficiente di sicurezza minimo pari a 1.01.

Il minimo rapporto Capacità/Domanda (C/D) ottenuto a valle degli interventi proposti risulta pari a:

$$C/D = 1.28$$

Passando dallo stato pre- intervento a quello post- intervento il valore minimo del rapporto C/D aumenta di quasi tre volte, elevando significativamente il livello di sicurezza dell'edificio garantendo altresì il conseguimento dell'adeguamento sismico ai sensi delle attuali NTC2018.

Infine la tabella seguente sintetizza i rapporti capacità/domanda in termini di spostamento (in linea con quanto previsto dalle attuali NTC2018) anziché in termini di PGA. Le verifiche si ritengono soddisfatte per valori di $S=u_{max}/d_{max} > 1$. **Tutte le verifiche risultano soddisfatte con riferimento alla configurazione post operam.**

Tabella riassuntiva analisi statiche non lineari

	T* [sec]	k* [daN/cm]	m* [daNm]	m [daNm]	% m1	F* _y [daN]	S _e (T*)	d* _y [cm]	d* _u [cm]
Cond_X_1(+); Ecc(+)	0.2763	1812593.38	3505.54	7720.2	37.99	2001819.75	382.9037	1.1044	1.8012
Cond_X_1(+); Ecc(-)	0.2757	1817958.00	3500.92	7720.2	37.99	2002408.88	382.9037	1.1015	1.8187
Cond_X_1(-); Ecc(+)	0.2764	1811061.25	3505.54	7720.2	37.99	1993692.75	382.9037	1.1008	1.7944
Cond_X_1(-); Ecc(-)	0.2759	1816258.63	3500.92	7720.2	37.99	1998988.50	382.9037	1.1006	1.8345
Cond_X_2(+); Ecc(+)	0.3343	1238090.50	3505.54	7720.2	37.99	1508698.50	382.9037	1.2186	2.4880
Cond_X_2(+); Ecc(-)	0.3337	1241170.13	3500.92	7720.2	37.99	1510949.63	382.9037	1.2174	2.5625
Cond_X_2(-); Ecc(+)	0.3345	1237031.38	3505.54	7720.2	37.99	1502016.75	382.9037	1.2142	2.4777
Cond_X_2(-); Ecc(-)	0.3338	1240161.50	3500.92	7720.2	37.99	1503798.50	382.9037	1.2126	2.5472
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	0.3293	1312658.75	3606.31	7720.2	39.19	1777831.50	382.9037	1.3544	2.6941
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	0.3308	1298495.50	3598.58	7720.2	39.19	1635320.25	382.9037	1.2594	2.2598
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	0.3264	1336424.75	3606.28	7720.2	39.19	1687255.88	382.9037	1.2625	2.4513
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	0.3282	1318505.25	3598.55	7720.2	39.19	1610061.38	382.9037	1.2211	2.4223
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	0.3865	953201.50	3606.31	7720.2	39.19	1333460.63	382.9037	1.3989	2.3259
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	0.3863	952019.06	3598.58	7720.2	39.19	1245479.50	382.9037	1.3083	2.1330
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	0.3855	958185.56	3606.28	7720.2	39.19	1320800.50	382.9037	1.3784	2.3992
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	0.3857	955057.44	3598.55	7720.2	39.19	1233242.38	382.9037	1.2913	2.1508

T* : periodo elastico del sistema bi-lineare equivalente

k* : rigidezza secante del sistema bi-lineare equivalente

m* : massa partecipante del sistema bi-lineare equivalente

m : massa della struttura.

% m1 : percentuale massa partecipante della prima forma modale.

F*_y : forza di snervamento del sistema bi-lineare equivalente

S_e(T*) : spettro di risposta elastico corrispondente al periodo T*

d*_y : spostamento elastico del sistema bi-lineare equivalente

d*_u : spostamento ultimo del sistema bi-lineare equivalente

Cond_X_1(+); Ecc(+): : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*L_y)

Cond_X_1(+); Ecc(-): : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*L_y)

Cond_X_1(-); Ecc(+): : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*L_y)

Cond_X_1(-); Ecc(-): : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*L_y)

Cond_X_2(+); Ecc(+): : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*L_y)

Cond_X_2(+); Ecc(-): : Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*L_y)

Cond_X_2(-); Ecc(+): : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*L_y)

Cond_X_2(-); Ecc(-): : Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*L_y)

Cond_Y_1(+); Ecc(+): : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*L_x)

Cond_Y_1(+); Ecc(-): : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*L_x)

Cond_Y_1(-); Ecc(+): : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*L_x)

Cond_Y_1(-); Ecc(-): : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*L_x)

Cond_Y_2(+); Ecc(+): : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*L_x)

Cond_Y_2(+); Ecc(-): : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*L_x)

Cond_Y_2(-); Ecc(+): : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*L_x)

Cond_Y_2(-); Ecc(-): : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*L_x)

OSSERVAZIONI FINALI

Nel presente lavoro è stato condotto uno studio finalizzato alla verifica di sicurezza in condizioni statiche ed alla valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico sito in Viale dei Caduti del Comune di Montalbano.

Lo studio è stato condotto sviluppando un accurato modello numerico tridimensionale dell'edificio in questione, per analizzare il comportamento dell'edificio in condizioni statiche ed in presenza di sisma.

I risultati del lavoro svolto hanno evidenziato criticità in condizioni sismiche allo SLV, relativamente ai livelli di sicurezza previsti dalle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018).

La verifica sismica globale ha evidenziato che allo stato attuale l'edificio presenta una capacità pari a circa il 43% rispetto a quella richiesta dalle NTC2018 allo SLV. Inoltre alcune pareti dell'edificio poste all'ultimo piano mostrano incipienti meccanismi di ribaltamento fuori dal piano in occasione di terremoti compatibili con quelli previsti dalle NTC2018 allo SLV.

Le criticità emerse hanno suggerito opportuni interventi strutturali, finalizzati al conseguimento dell'**adeguamento sismico** dell'edificio nei riguardi dello SLV.

Il principale intervento strutturale proposto prevede l'applicazione della tecnica CAM (Cuciture Attive Muratura) per rinforzare un selezionato numero di setti in muratura lungo il perimetro esterno dell'edificio.

Gli interventi proposti garantiscono il conseguimento dell'adeguamento sismico, raggiungendo un livello di sicurezza caratterizzato da un valore minimo della capacità della struttura nei confronti delle forze sismiche pari al 140% del valore richiesto allo SLV dalle NTC2018 per le costruzioni nuove, garantendo altresì il soddisfacimento delle verifiche locali di ribaltamento fuori dal piano.