

Plesso Scolastico “Capuana”

Via Roma, 133 – Siculiana (AG)

Cod. R19041

Comune di Siculiana – Piazza G. Basile, 23 – 92010 Siculiana (AG)



Verifica di Vulnerabilità Sismica

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
1.1 Norme di riferimento	4
1.2 Pericolosità sismica	5
1.2.1 Aspetti teorici e normativi	5
1.2.2 Definizione parametri di domanda	6
2. RILIEVO DELL'EDIFICIO E INDAGINI IN SITU	8
2.1 Analisi storico-critica	8
2.1.1 Finalità	8
2.1.2 Cenni storici	8
2.1.3 Definizione delle Unità Strutturali	10
2.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali	12
2.2.2 Strutture in Muratura	13
2.3 Rilievo geometrico-strutturale	16
2.3.1 Rilievo strutture orizzontali e coperture	18
2.3.2 Rilievo struttura verticale	19
2.3.3 Rilievo delle fondazioni	20
2.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	21
3. DESCRIZIONE DEL METODO DI ANALISI E DEL MODELLO	23
3.1 Metodo di analisi	23
3.1.1 Metodo di analisi per strutture in muratura	23
3.2 Modellazione della struttura	26
3.2.1 Modellazione delle strutture in muratura	26
3.3 Vincoli esterni	27
3.3.1 Vincoli esterni per strutture in muratura	27
3.4 Diaframmi di piano	28
3.5 Carichi e masse	29
4. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA	30
4.1 Strutture in Muratura	31
4.1.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)	31
4.1.2 Verifica plastica	33
5. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA	35
5.1 Analisi modale	36
5.2 Verifica sismica dei meccanismi locali fuori piano	38
5.3 Verifica sismica globale con metodo push-over	40

5.4 Vulnerabilità Specifiche	44
5.5 Classificazione Sismica	48
6. CONCLUSIONI	49
6.1 Sicurezza statica	50
6.2 Sicurezza sismica	51
6.3 Vulnerabilità	51

1. INTRODUZIONE

A seguito dell'incarico conferito dalla Committenza si è proceduto ad eseguire analisi diagnostiche ed elaborazioni per valutare il rischio sismico dell'edificio che ospita il Plesso Scolastico "Capuana" sito in Via Roma, 133 a Siculiana (AG).

Ciascun territorio, in base alla sua natura geologica, è contraddistinto da una pericolosità sismica, determinata dalla probabilità (P_{VR}) che si verifichi un evento sismico di una certa magnitudo entro un dato intervallo di tempo. Tale probabilità è stata determinata studiando i terremoti che storicamente si sono ripetuti con frequenze e forze caratteristiche. In altri termini, la **pericolosità** sismica sarà tanto più elevata quanto più probabile sarà il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo, a parità dell'intervallo di tempo di ritorno dell'evento sismico (T_R). La pericolosità sismica tiene anche conto dell'esposizione al rischio, infatti, la maggiore o minore presenza di persone e di beni esposti al rischio, modifica la possibilità di subire la perdita di vite umane o danni ai beni culturali.

Tuttavia, le conseguenze di un terremoto sugli edifici e sulla popolazione non dipendono solo dalla pericolosità sismica del luogo in cui i fabbricati insistono: i danni dipendono direttamente anche dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni rispetto alle azioni indotte da una scossa sismica. La predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata si definisce **vulnerabilità**. Le conseguenze di un terremoto saranno maggiori quanto più un edificio è vulnerabile per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali, mediocre modalità di costruzione, scarsa manutenzione.

$$\text{Rischio} = \text{Vulnerabilità} \cdot \text{Pericolosità}$$

Il rischio sismico fornisce la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo; in base alla sismicità del territorio; alla resistenza delle costruzioni; alla natura, qualità e quantità dei beni esposti. Esso è determinato dalla combinazione della *pericolosità* e della *vulnerabilità*.

Partendo dai requisiti fissati dalle norme vigenti, l'oggetto delle analisi contenute nel presente documento, è innanzitutto determinare il **rischio sismico** dell'edificio, ovvero dalla sua propensione a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità, attraverso la determinazione dell'**indice di sicurezza sismica**.

Il metodo proposto valuta il singolo edificio, che a sua volta può essere costituito da una o più *Unità Strutturali* (US), verificando la *vulnerabilità* di ciascuna unità strutturale e accertando che questa sia compatibile con le prestazioni richieste.

La procedura si articola in cinque passaggi principali che prevedono l'acquisizione dei dati relativi al contesto territoriale, delle caratteristiche strutturali necessarie alla modellazione matematica dell'edificio e l'analisi numerica tesa alla valutazione della sicurezza globale e locale per ogni stato limite considerato. I paragrafi seguenti descrivono nei dettagli la procedura proposta nel seguente ordine:

- Pericolosità sismica
- Rilievo dell'edificio e indagini in situ
- Verifica della sicurezza in presenza di azioni statiche
- Valutazione del rischio sismico
- Classificazione sismica

1.1 Norme di riferimento

Il metodo di analisi proposto è basato sulle indicazioni tecniche e normative vigenti, in particolare al Cap. 8 NTC 2018, che definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti. In particolare, i riferimenti inseriti nel testo fanno capo ai seguenti documenti:

NTC 2018: Decreto Ministeriale n. 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 - Suppl. Ordinario n. 8.

DD.MM: 58-65 2017: Decreto Ministeriale n.58, 28 febbraio 2017: *Approvazione delle linee guida per la classificazione di rischio sismico delle costruzioni nonché delle modalità per l'attestazione dell'efficacia degli interventi effettuati*. Decreto Ministeriale n.65, 7 marzo 2017: *Modifiche all'articolo 3 del Decreto Ministeriale numero 58 del 28/02/2017*.

CSLP 7: Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 7 del 21 gennaio 2019: *"Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 35 dell'11 febbraio 2019 - Suppl. Ordinario n. 5.

CSLP PnD: Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici febbraio 2008: *Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive*.

OPCM 3274: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003: *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 72 dell'8 maggio 2003.

OPCM 3519: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 108 dell'11 maggio 2006.

Più in generale, la stessa NTC 2018 prevede che, per quanto non diversamente specificato nel capitolo 8, si faccia riferimento alle disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della norma e queste costituiscono pertanto il riferimento anche per le costruzioni esistenti. Si intendono inoltre coerenti con i principi alla base della stessa norma, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'UE;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

1.2 Pericolosità sismica

1.2.1 Aspetti teorici e normativi

La pericolosità sismica, inerente all'intero edificio, è definita dalla Peak Ground Acceleration di domanda (PGA_D) che è la misura dell'accelerazione indotta al suolo da un terremoto in una specifica area geografica, secondo la relazione seguente:

$$PGA_D = a_g \cdot S_T \cdot S_S$$

dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T è il coefficiente di amplificazione topografico. Tali coefficienti sono ricavabili da indagini geologiche eseguite direttamente sul terreno su cui insiste l'edificio, oppure, in assenza di una relazione geologica, possono essere dedotti in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo quanto prescritto nella NTC 2018 § 3.2.2.

Per valutare l'accelerazione orizzontale massima a_g dell'evento sismico, è necessario fissare la pericolosità sismica, correlandola all'esposizione dell'edificio. La pericolosità riguarda l'area geografica in cui sorge l'edificio ed è definita dall'OPCM 3519, mentre l'esposizione viene considerata laddove le norme definiscono gli edifici strategici e/o rilevanti nell'OPCM 3274 e nella Tabella C.3.2.I. della Circolare del CSLP 7.

In funzione della tipologia edilizia analizzata si definisce il livello di danno accettabile e si determinano per ciascun stato limite, ultimo (SLU) e di esercizio (SLE), le probabilità di superamento dell'evento ed i relativi tempi di ritorno secondo quanto riportato nella tabella seguente.

Stati Limite			Probabilità di superamento P_{VR}	Valori del periodo di ritorno T_R in anni al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	operatività	SLO	81%	30 anni $\leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	danno	SLD	63%	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita	SLV	10%	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	collasso	SLC	5%	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475$ anni

Come si vede dalla tabella, le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso del fabbricato, secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2018 § 2.4.3. La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni in cui la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere deve essere precisata nei documenti di progetto e comunque per le opere ordinarie viene considerata ≥ 50 anni secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2018 § 2.4.1.

Nella pagina seguente, a titolo esemplificativo, si riportano le mappature di pericolosità sismica del territorio italiano valutate rispettivamente allo SLD (con probabilità di superamento del 63% in 50 anni) e allo SLV (con probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

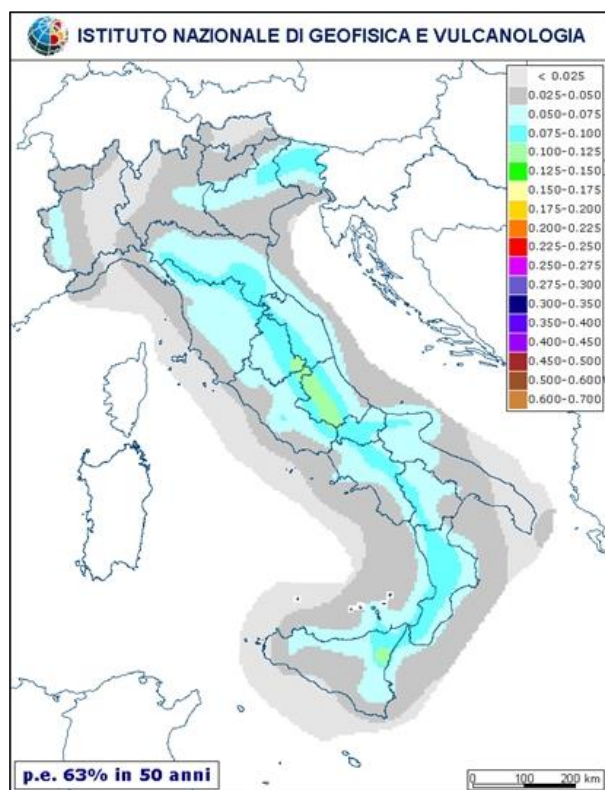


Figura 1 - Mappa della pericolosità sismica del territorio italiano valutata allo SLD.

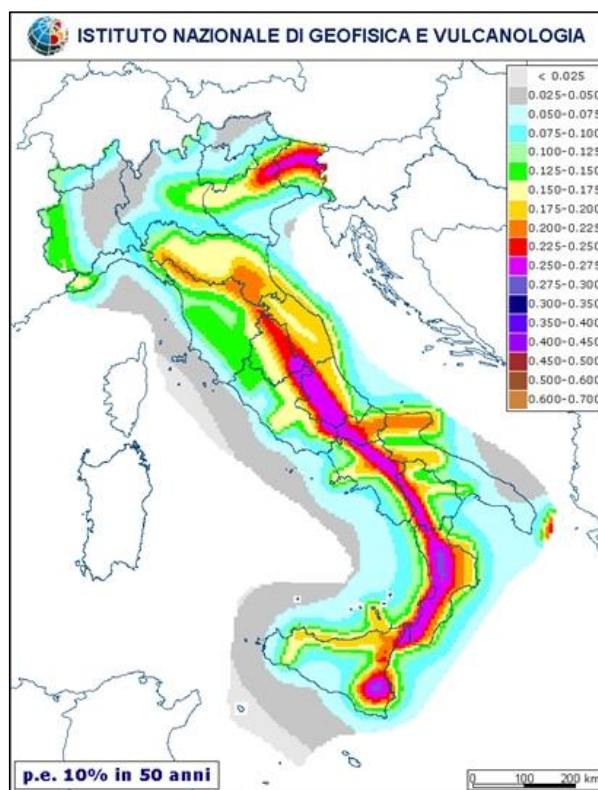


Figura 2 - Mappa della pericolosità sismica del territorio italiano valutata allo SLV.

1.2.2 Definizione parametri di domanda

Entrando nello specifico del manufatto oggetto della presente indagine, per la definizione dei parametri di amplificazione stratigrafica (S_s) e topografica (S_T) è stato possibile attingere ai dati forniti dalla "Relazione Geologica – Prospezione Sismica M.A.S.W." realizzata in prossimità dei terreni su cui sorge il Plesso Scolastico.

$V_{S,30}$ [m/s]	Categoria di sottosuolo	Categoria topografica	Destinazione d'uso
289	C	T1 Superficie pianeggiante	Scolastico

Definita la Vita nominale della struttura ed eseguite le valutazioni espresse precedentemente si ricavano i dati riportati nella Tabella 1 necessari per determinare i parametri di domanda (Tabella 2) e per costruire degli Spettri di risposta elastica (Figura 3). Nel grafico riportato alla pagina seguente, infatti, per ogni Stato Limite Ultimo e di Esercizio definito dalla normativa è costruito lo spettro di risposta elastica in cui è possibile leggere la corrispettiva accelerazione assegnata al territorio su cui insiste la costruzione.

Tabella 1 - Definizione dei parametri di amplificazione e periodo di riferimento.

	V_N	Classe	C_U	V_R	S_s	S_T
Edificio oggetto di analisi	50	III	1,50	75	1,50	1,00

Tabella 2 - Definizione dei parametri di domanda.

PARAMETRI SISMICI DI DOMANDA			
Stato limite considerato	Tempo di ritorno T_R [anni]	Accelerazione al suolo di picco a_g [m/s ²]	Accelerazione al suolo di domanda PGA_D [m/s ²]
SLO	45	0.024	0.036
SLD	75	0.030	0.045
SLV	712	0.065	0.098
SLC	1462	0.079	0.119

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV

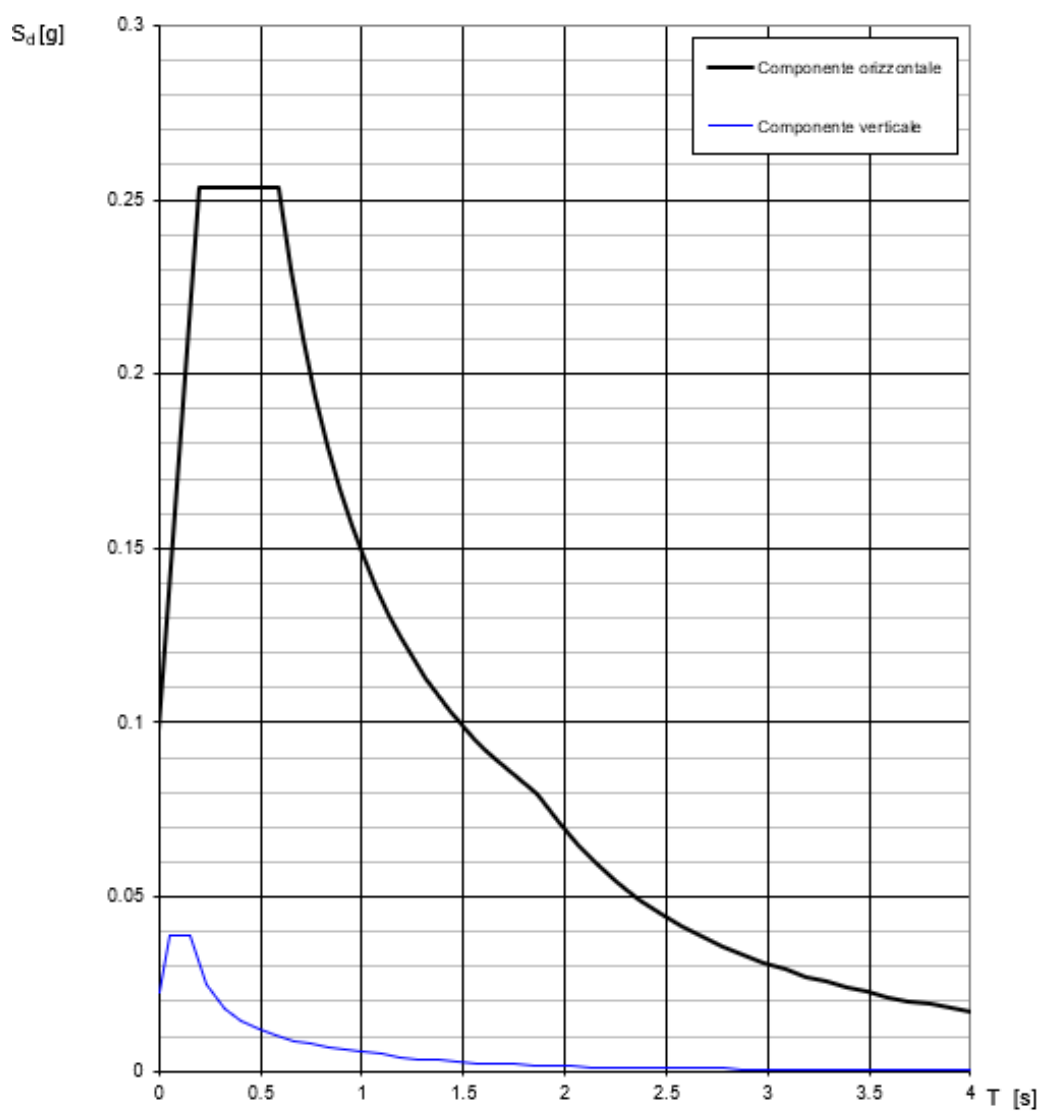


Figura 3 - Spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

2. RILIEVO DELL'EDIFICIO E INDAGINI IN SITU

L'acquisizione dei dati necessari alla modellazione dell'edificio richiede necessariamente il rilievo della vulnerabilità e questa si articola in quattro fasi distinte:

- analisi storico-critica;
- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- rilievo geometrico-strutturale;
- determinazione dei livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

2.1 Analisi storico-critica

2.1.1 Finalità

Il punto fondamentale per la corretta individuazione del sistema strutturale dell'edificio, del suo stato di sollecitazione e di conservazione, è la ricostruzione dei processi che hanno interessato il manufatto nel corso del tempo: a partire dalla sua costruzione, passando per le modifiche succedutesi e considerando gli eventi eccezionali che lo hanno interessato. Il primo passo per ricostruire questo percorso è la ricerca documentale storico-critica che raccoglie tutte le informazioni propedeutiche alle analisi successive. Quanto più accurata potrà essere tale ricerca – e maggiori saranno le informazioni ricavate – quanto maggiore sarà il livello di conoscenza dell'edificio e minori potranno essere le indagini necessarie per giungere ad un livello di conoscenza comparabile.

Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari, secondo il § 8A.1.B della CSLP 7, sono eventuali documenti di progetto, con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali ed eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione.

A tal fine è stata individuata l'unità strutturale oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. L'US, in generale, è caratterizzata dalla continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, è delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, nel caso di edifici contigui si valutano gli effetti di spinte non contrastate, causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.

2.1.2 Cenni storici

I locali della scuola sono inseriti in un complesso scolastico con ingresso principale su via Roma (SP17). L'edificio in esame risulta isolato rispetto agli altri edifici circostanti e si trova nel conglomerato urbano della città.

Attualmente sono presenti le aule destinate alle attività didattiche del Plesso Scolastico "Capuana".

Dalla documentazione fornita dalla Committenza non è stato possibile determinare l'anno di costruzione del complesso scolastico ma, dalla conformazione costruttiva, è possibile affermare che sia stato realizzato in un unico intervento edificatorio.

La struttura portante dell'edificio non è stata progettata per resistere ai carichi da sisma previsti dalle vigenti NTC18. Il comune di Siculiana (AG), con l'OPCM n. 3274/2003, aggiornata con Deliberazione della Giunta Regionale della Sicilia n. 408 del 19.12.2003, è stato classificato in zona sismica 2.

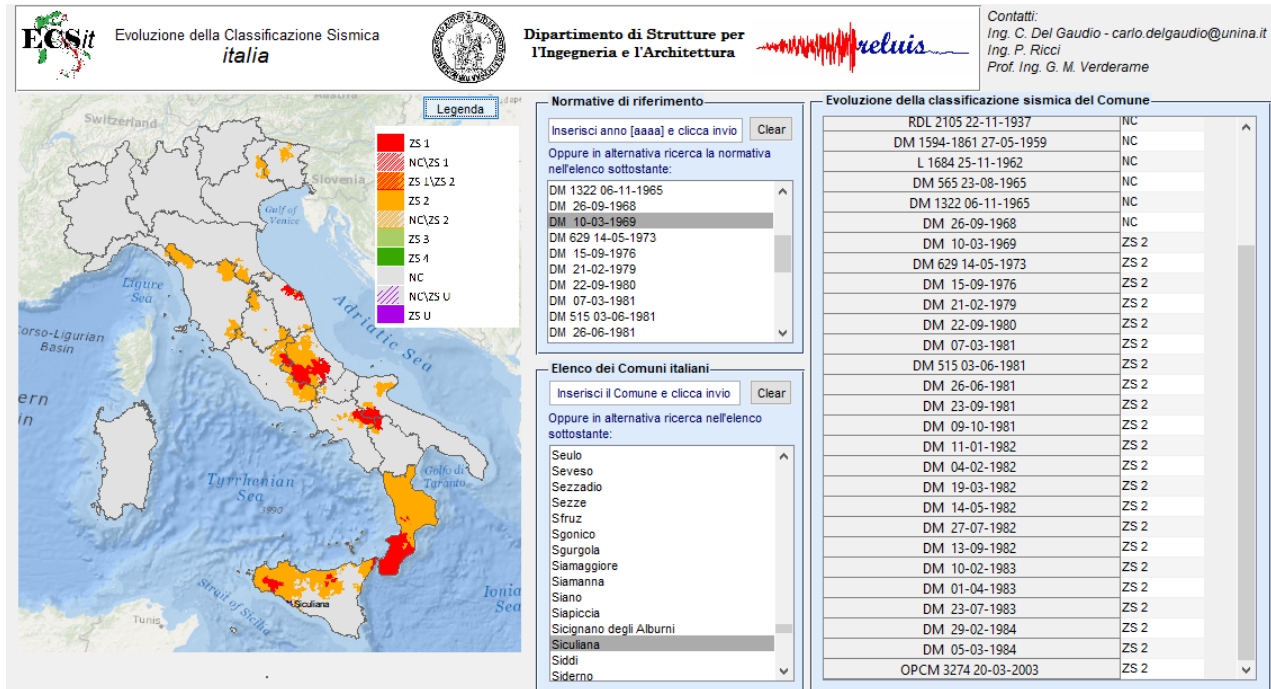


Figura 4 – Evoluzione della classificazione sismica del Comune di Siculiana.

Consultando gli archivi dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) è stato possibile determinare che l'edificio in analisi, a partire dalla sua costruzione, ha subito gli effetti dei seguenti eventi sismici:

- Terremoto nella Valle del Belice nel 1968 di magnitudo 6,41.

La documentazione fornitaci dalla Committenza non riporta informazioni relative ad eventuali danni subiti dalla struttura come conseguenza degli eventi sismici sopra citati.

2.1.3 Definizione delle Unità Strutturali

Il complesso scolastico è disposto su due livelli fuori terra ed ammette sottotetto accessibile e non abitabile. Il collegamento verticale tra i piani è garantito da un vano scale posto nell'angolo nord-ovest del fabbricato. La struttura portante verticale è realizzata principalmente da setti in muratura di tufo arenario resi monolitici con malta cementizia ed in parte da setti murari in muratura di mattoni pieni e malta a base di calce. Gli orizzontamenti sono realizzati con solai laterocementizi, mentre la copertura si avvale di tecnologia lignea. Dalla documentazione messa a disposizione dalla committenza non è stato possibile determinare la tipologia del sistema di fondazione, tuttavia in virtù delle caratteristiche costruttive è possibile ipotizzare la presenza di fondazioni dirette in conglomerato cementizio e/o pietra. Ai fini della modellazione numerica è stata individuata un'unica Unità Strutturale (US1).



Foto 1 - Inquadramento dell'edificio nel contesto.



*Foto 2 - Suddivisione dell'edificio in Unità Strutturali
(US1 in verde chiaro).*

2.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali

I materiali vengono caratterizzati a partire dalle informazioni ricavate dall'analisi documentale, successivamente controllate in situ con verifiche visive ed indagini sperimentali basate su prove non distruttive o limitatamente distruttive. Il tipo di indagine ed i punti di esecuzione sono pianificati, in base al loro effettivo uso nelle verifiche e, nel caso di beni culturali e di edifici storici, viene tenuto in considerazione l'impatto in termini di conservazione del bene, limitando il più possibile gli interventi invasivi. Le resistenze meccaniche dei materiali vengono quindi valutate sulla base delle prove effettuate direttamente sulla struttura, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

Sulla base delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'edificio in esame e sulla base del livello di conoscenza da raggiungere richiesto dalla Committenza è stata effettuata la seguente campagna di indagine:

Unità Strutturale	Piano di riferimento	Prove su calcestruzzo			Prove su acciaio			Prove su muratura	
		Carotaggio	SON.REB.	Pull-Out	Pacomertria	Prelievo barra	Duromertria	Martinetto piatto	Scarificazione
US1	Piano Terra	-	-	-	-	-	-	0	7
	Piano Primo	-	-	-	-	-	-	0	0

Nei paragrafi seguenti sono raccolti i risultati delle misure in situ e dalle prove eseguite in laboratorio. Negli Elaborati Grafici allegati alla relazione è riportato, per ciascun elemento verticale rilevato, un riepilogo delle caratteristiche geometriche e dei materiali, la schematizzazione della sezione trasversale e una breve documentazione fotografica. Inoltre, negli Elaborati Grafici è restituita la planimetria con l'individuazione dei punti di prova. I certificati di prova a rottura dei campioni di calcestruzzo e acciaio estratti in situ e i rapporti di prova eseguiti sulle murature completano gli allegati.

2.2.2 Strutture in Muratura

Per valutare le **caratteristiche delle murature** si eseguono analisi dirette tramite scarificazione dell'intonaco con valutazioni visive dei paramenti che consentono di individuare gli elementi costituenti, la tramatura ed i livelli di ammassamento tra muri collegati. Altre informazioni sono reperite da documentazione fornita dalla Committenza.

Per determinare lo **spessore delle murature**, senza produrre una ispezione "passante" si impiega un transpointer dotato di due sonde ("ricevitore" e "trasmettitore") che appoggiate sulle due facce dell'elemento da analizzare consente di stimarne lo spessore con la precisione di $\pm 5\%$.

Le principali caratteristiche tecniche dello strumento sono:

Precisione della misurazione spessore parete: $\pm 5\%$.

Range di misurazione: $0.05\text{ m} \div 1.35\text{ m}$

Range temperatura d'esercizio: $-20\text{ }^{\circ}\text{C} \div +55\text{ }^{\circ}\text{C}$

Precisione: $\pm 4\text{ HL}$ (0,5% a 800 HL)

Display: LCD ad alto contrasto.

Temperatura di funzionamento: da $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $+60\text{ }^{\circ}\text{C}$

La **prova di carico con martinetto piatto singolo** consente di stimare lo stato di sforzo locale di compressione a cui è soggetta la muratura. Consiste nel provocare il rilascio delle tensioni e quindi una variazione locale della geometria superficiale della muratura, praticando un taglio piano orizzontale. L'ipotesi su cui si basa tale tecnica è che la pressione necessaria per riportare la muratura alla configurazione indeformata iniziale (applicata tramite un martinetto piatto), corrisponda al valore di sollecitazione preesistente nella muratura. La grandezza di riferimento è la variazione di distanza tra le basi di misura poste in verticale a cavallo del taglio. Dopo aver misurato la distanza iniziale tra le basi, si procede eseguendo un taglio. Rilevata la convergenza delle superfici del taglio attraverso la rilettura della distanza tra le basi di misura, si inserisce nella fessura aperta nella muratura un martinetto collegato ad una pompa a mano e si incrementa quindi la pressione fino al ripristino della geometria iniziale. Rilevato il valore di pressione corrispondente all'annullamento della convergenza provocata dal taglio, si diminuisce la pressione fino a scaricare la muratura. Tale ciclo di carico e scarico viene ripetuto due volte: la prima volta la pressione viene aumentata lentamente, in 10-20 minuti circa (pari al tempo impiegato per l'esecuzione del taglio e l'inserimento del martinetto); il valore dello stato di sforzo è calcolato con la seguente relazione:

$$\sigma_m = P K_a K_m$$

dove:

- P = pressione del martinetto che permette di ristabilire la distanza iniziale tra le basi, misurata in bar (media dei valori di pressione corrispondenti ad uno spostamento nullo delle basi di misura, ottenuti per interpolazione);
- K_a = costante adimensionale che rappresenta il rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio nella muratura;
- K_m = costante adimensionale, dipendente dalla geometria e dalla rigidità del martinetto, riportata sul certificato di taratura del martinetto stesso.

Il taglio nella muratura è stato realizzato mediante una sega circolare a disco eccentrico.

Per la prova è stato utilizzato un martinetto di dimensioni $350 \times 260 \times 4\text{ mm}$ con costante media di taratura, come riportata nel certificato allegato alla relazione, pari a $K_m = 0,891$.

La variazione della distanza tra le basi di misura fissati a cavallo del martinetto è stata rilevata con un deformometro digitale millesimale.

Il sistema di carico è costituito da una pompa a mano dotata di manometro e collegata al martinetto. La pressione è stata incrementata per passi discreti pari a $0,5 \div 1\text{ bar}$.

La **prova di carico con martinetto piatto doppio** prevede l'esecuzione di un primo taglio per l'inserimento del martinetto piatto; successivamente, si pratica nella muratura un taglio parallelo al primo in modo da isolare un campione di muratura di dimensioni pari a circa 350 x 400 mm.

Il blocco di muratura viene sottoposto a compressione monoassiale mediante i due martinetti collegati allo stesso sistema idraulico. Si effettuano cicli di carico e scarico a livelli di sollecitazione sempre crescenti fino al superamento del limite elastico o a volte fino a raggiungere il valore di prima fessurazione della muratura (se il carico di contrasto lo permette). L'impostazione di basi di misura fisse posizionate tra i due martinetti consente la misurazione della deformazione corrispondente alla pressione applicata, nelle direzioni verticale e trasversale.

- All'interno del secondo taglio, eseguito con la medesima sega circolare impiegata per la prova con martinetto singolo, è stato inserito un martinetto piatto avente le medesime caratteristiche di quello descritto in precedenza.
- La variazione delle deformazioni della muratura compresa tra i due martinetti è stata rilevata impiegando cinque sensori, di cui quattro posti in verticale ed uno in orizzontale, ciascuno dei quali vincolato alle estremità a tasselli fissati nella muratura stessa. I sensori hanno una corsa di 25 mm ed un errore di linearità pari a $\pm 0,2$ % f.s..
- Il sistema di carico è costituito da una pompa a mano dotata di manometro e collegata al martinetto. Per l'esecuzione di questa prova, la pressione è stata incrementata per passi discreti di 1÷2 bar.

I risultati raccolti permettono così di identificare con maggior precisione i parametri di caratterizzazione meccanica tra quelli proposti dalla NTC 2018.

TIPOLOGIA DI MURATURA	f [N/mm ²]	τ_0 [N/mm ²]	f_{v0} [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc...)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc...)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

2.2.2.1 Unità strutturale 1

I valori dei moduli elastici normale e tangenziale della muratura E e G sono assunti in base ai valori medi fra quelli riportati in Tabella C8.5.I della Circolare NTC 2019 per le murature a conci regolari di pietra tenera (tufo) e per le murature in mattoni pieni e malta di calce. L'utilizzo dei valori medi è giustificato dalle osservazioni condotte in situ, mediante le scarifiche murarie, delle caratteristiche costruttive delle murature. Nella tabella seguente sono riportati i valori del modulo elastico e del peso specifico.

Materiale	Denominazione	E [MPa]	G [MPa]	γ [kN/m ³]
M1	Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc...)	1410	450	14,50
M2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1500	500	18,00

2.3 Rilievo geometrico-strutturale

Per definire le caratteristiche del sistema resistente dell'edificio e quantificare le azioni a cui sono soggette le strutture, non sempre l'analisi documentale fornisce gli elaborati dei progetti architettonici e strutturali completi, pertanto, il rilievo geometrico-strutturale oltre a consentire di verificare accuratamente in situ i dati raccolti; permette di riscontrare le difformità coi progetti depositati, e finalizzare le attività di indagine per completare le informazioni nei casi in cui questi non siano disponibili o carenti.

Il **rilievo geometrico-strutturale** è riferito sia alla geometria complessiva del manufatto che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Negli elaborati vengono rappresentate le modifiche intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il sopralluogo, attraverso l'ausilio di varie strumentazioni, permette inoltre di individuare la membratura resistente del manufatto, tenendo in considerazione la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Per ciascun elemento che compone la struttura portante, indipendentemente dalla sua natura, è quindi necessario risalire accuratamente alle proprie dimensioni in pianta e alla precisa posizione planimetrica. Le misure dimensionali devono tenere conto della sola porzione resistente, al netto quindi dello strato di rivestimento. Tali misure sono indispensabili sia per risalire all'azione orizzontale a cui è soggetto il fabbricato, sia per valutare la quota parte di azione sismica che interessa ciascun elemento strutturale.

Durante i sopralluoghi, per individuare gli elementi che compongono la struttura portante inglobati all'interno di tramezze o pareti perimetrali è risultato particolarmente utile l'ausilio della termografia ad infrarossi che ha consentito di individuare tali elementi grazie alla differenza di temperatura che caratterizza ciascun materiale. Attraverso l'**analisi termografica** sono state inoltre rilevate le tipologie costruttive delle componenti strutturali orizzontali. L'individuazione delle componenti strutturali avviene grazie alla sensibilità di misurazione dello strumento, che permette di distinguere con colorazioni differenti, zone che ammettono temperature superficiali diverse. La termocamera permette di misurare e rappresentare la radiazione infrarossa emessa da un oggetto. La radiazione, quale funzione della temperatura della superficie di un oggetto, emessa dallo strumento permette di calcolare e visualizzare tale temperatura. La radiazione rilevata dalla termocamera non dipende solo dalla temperatura dell'oggetto ma è anche una funzione dell'emissività. L'emissività è una misura che si riferisce alla quantità di radiazione termica emessa dall'oggetto, comparata a quella emessa dal perfetto corpo nero. L'emissività della maggior parte dei materiali da costruzione ha valori compresi tra 0,85 e 0,90. Le caratteristiche tecniche della termocamera ad infrarosso utilizzata sono le seguenti:

- ✓ Campo di misura della temperatura da -20 °C a +120 °C
- ✓ Frequenza di immagine: 30 Hz
- ✓ Sensibilità termica (NETD) 50 mK @ +30°C
- ✓ Risoluzione spaziale a 45°: 1,23 mRad
- ✓ Sensore: Focal Plane Array (FPA) con microbolometro non raffreddato 640x480 pixel, vanadium oxide.
- ✓ Campo spettrale da 7,8 a 14 µm

Per completare la caratterizzazione dei materiali l'integrazione con perforazioni, scarificazioni puntuali e **analisi endoscopiche** ha permesso l'osservazione diretta dei materiali impiegati nei vari elementi. La strumentazione di ispezione è composta da un endoscopio flessibile alla cui estremità è posizionato un obiettivo interscambiabile con visione variabile da 15° in avanti e a retroguardia 135°, con lampadina LED incorporata alimentata da un regolatore di intensità luminosa. L'immagine viene visualizzata dalla telecamera e trasferita al display per la successiva memorizzazione su scheda di memoria. L'analisi delle immagini registrate consente così la ricostruzione della stratigrafia delle strutture, evitando l'esecuzione di demolizioni eccessive.

Le caratteristiche tecniche dell'endoscopio utilizzato sono le seguenti:

- ✓ Diametro esterno 5,8 mm
- ✓ Luce bianca a LED regolabile
- ✓ Regolazione della messa a fuoco
- ✓ Direzione di visione panoramica su 360°
- ✓ Terminale specchiato per visioni laterali

Definite le componenti geometriche è stato necessario spingersi ulteriormente a fondo con il rilievo, individuando numero, dimensione e disposizione dei ferri di armatura presenti nei pilastri e nei setti in c.a. o nel caso delle murature la tipologia muraria che realizza le pareti portanti.

L'indagine per la localizzazione delle armature nei getti di calcestruzzo è stata eseguita mediante **analisi pacometrica**. Il pacometro digitale basa il suo funzionamento sul fenomeno delle correnti parassite. La posizione dei ferri è determinata muovendo la sonda sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'andamento longitudinale della barra. Tale principio operativo presenta, rispetto ad altri sistemi, una maggiore precisione (± 1 mm) e l'assenza di disturbo dovuto ad umidità ed altri fenomeni chimici o termici. Il principio a induzione di impulsi utilizzato dallo strumento ha un range di funzionamento predefinito. L'accuratezza della misurazione dipende dalle dimensioni dell'armatura e dalla profondità del ricoprimento. Ad integrazione dei rilievi pacometrici sono state eseguite valutazioni a campione al vero delle dimensioni delle armature metalliche da rilevare, previa **scarificazione del copriferro** cementizio e messa a nudo parziale delle armature sia longitudinali che trasversali e successiva misurazione mediante calibro digitale.

Sono stati infine ricercati e rilevati i **dissesti**, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi relativi a potenziali **meccanismi di danno**, così come eventuali vulnerabilità locali di elementi strutturali e non.

Nei paragrafi successivi, sono riassunte le caratteristiche costruttive delle principali componenti strutturali che costituiscono ciascuna US:

- Strutture orizzontali e coperture;
- Strutture verticali;
- Fondazioni.

2.3.1 Rilievo strutture orizzontali e coperture

I rilievi non distruttivi e le demolizioni localizzate, effettuate in alcuni punti dell'edificio, hanno permesso di identificare le tipologie di solaio e copertura presenti. Le proprietà degli impalcati sono riassunte nei paragrafi seguenti: eventuali variazioni delle dimensioni caratteristiche possono essere legate all'altezza e alla geometria degli elementi costituenti, in relazione principalmente alle luci coperte dai solai. Negli Elaborati Grafici le varie tipologie di solaio sono evidenziate con campiture di colorazioni differenti, per ciascun tipo vengono riepilogate delle caratteristiche costruttive, l'analisi dei carichi, una schematizzazione della sezione trasversale con le dimensioni relative degli elementi costituenti.

2.3.1.1 Unità strutturale 1

Identificativo	Categoria	Tipologia costruttiva	Capacità di redistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m ²]
SOLAIO A	C1	Laterocemento	Piano rigido	20+4	g ₁	2,80
					g ₂	1,80
					q _i	3,00
SOLAIO B	C1	Laterocemento	Piano non rigido	16	g ₁	1,45
					g ₂	0,35
					q _i	0,50
SCALE	C	C.A.	-	-	g ₁	5,00
					g ₂	0,50
					q _i	4,00
COPERTURA A	H	Legno	Piano non rigido	-	g ₁	1,20
					g ₂	0,40
					q _i	0,50

Per tutte le Unità Strutturali, inoltre, è stato considerato un carico da neve, non incluso nelle tabelle sopra riportate, pari a 0,60 kN/m².

2.3.2 Rilievo struttura verticale

I paragrafi seguenti raccolgono le caratteristiche dimensionali per ciascuno dei tipi di elemento del sistema sismo-resistente, unitamente ai risultati delle misurazioni condotte in situ e dalle prove eseguite in laboratorio. I certificati di prova a rottura dei campioni di calcestruzzo estratti in situ completano gli allegati.

2.3.2.1 Unità strutturale 1

La struttura di elevazione dell'Unità Strutturale in esame è costituita da setti in muratura portante realizzati con conci regolari di pietra tenera (tufo) e da setti in muratura in mattoni pieni e malta di calce.

La nomenclatura dei livelli è corrispondente a quella specificata negli elaborati grafici strutturali allegati.

2.3.3 Rilievo delle fondazioni

La valutazione della sicurezza di una costruzione richiede, infine, la verifica del sistema di fondazione. Secondo la normativa vigente (NTC 2018 § 8.3) la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- Nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- Siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- Siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni di progetto.

Le predette condizioni devono essere verificate facendo riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere tali indagini solo qualora siano presenti elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedentemente esposte.

2.3.3.1 Unità strutturale 1

A valle della campagna di indagini è possibile affermare che l'Unità Strutturale non ricade in nessuna delle precedenti condizioni richieste per la verifica del sistema di fondazione, pertanto, ai sensi della normativa non sono state eseguite prove in situ. Le osservazioni condotte durante il sopralluogo permettono di ipotizzare la presenza di fondazioni dirette di tipo continuo realizzate in muratura e/o in conglomerato cementizio.

2.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente, rispetto a quello di un edificio di nuova progettazione, è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso. L'impossibilità di risalire o di determinare in situ le effettive caratteristiche meccaniche di tutti i materiali utilizzati porta con sé un valore di incertezza di cui è necessario tenere conto nei calcoli di verifica.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle tre fasi conoscitive sopra riportate, vengono individuati i **livelli di conoscenza** (LC) dei diversi parametri coinvolti nel modello: *geometria*, *dettagli costruttivi* e *materiali*; possono così essere definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza in modo tale da tenere conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Pertanto, nel caso di edifici esistenti si fa riferimento ai **fattori di confidenza** (FC) che variano a seconda del livello di conoscenza sulla struttura raggiunto, mediante le indagini in situ.

I fattori di confidenza hanno principalmente lo scopo di diminuire la resistenza dei materiali ottenuta dalle prove in situ e in alcuni casi di incrementare le sollecitazioni di verifica da applicare alla struttura.

	Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli Strutturali	Proprietà dei Materiali	Metodi di Analisi	Fattore di Confidenza
Limitata	LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
Adeguate	LC2		Disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + limitate oppure estese prove in-situ	Tutti	1,20
Accurata	LC3		Disegni costruttivi completi + limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + estese oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1,00

Per l'edificio in esame, grazie al rilievo in situ si è ottenuta una conoscenza adeguata della geometria di elementi strutturali principali (muratura, pilastri, setti e travi) e secondari (solai e coperture), per i dettagli costruttivi e le armature delle sezioni è stata raggiunta una conoscenza sufficientemente estesa sia negli elementi strutturali principali che in quelli secondari.

Il livello di conoscenza risulta essere pertanto classificabile come **Livello di Conoscenza LC2**: ciò comporta la possibilità di condurre le verifiche di sicurezza adottando un fattore di confidenza **F_c = 1,20** almeno a livello di verifica preliminare.

In fase di modellazione del comportamento dei materiali vengono assunti i seguenti coefficienti di sicurezza parziali, che riducono le proprietà dei materiali:

- Muratura: $\gamma_M = 3,00$ per analisi non-lineari (pushover)

2.4.1 Unità strutturale 1

Di seguito si riassumono, in forma tabellare, i fattori di confidenza e i coefficienti di sicurezza adottati per determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali individuati in situ:

Materiale	$f_{m,medio}$ [MPa]	FATTORE DI CONFIDENZA	$f_{m,progetto}$ [MPa]	$\tau_{0,medio}$ [MPa]	FATTORE DI CONFIDENZA	$\tau_{0,progetto}$ [MPa]
M1	2,60	1,20	2,17	0,060	1,20	0,05
M2	3,45	1,20	2,88	0,049	1,20	0,04

3. DESCRIZIONE DEL METODO DI ANALISI E DEL MODELLO

La valutazione della sicurezza strutturale nei confronti dell'azione sismica richiede la modellazione del sistema sismo-resistente che compone l'edificio e l'utilizzo di un metodo di analisi che permette di calcolare l'azione sismica agente sulla struttura in esame.

3.1 Metodo di analisi

3.1.1 Metodo di analisi per strutture in muratura

Per l'analisi della struttura si adottano i seguenti metodi:

- **Metodo dell'analisi cinematica lineare con fattore di struttura $q = 2,0$** per la verifica del comportamento delle pareti murarie sollecitate fuori piano;
- **Metodo dell'analisi statica non lineare *pushover*** per la valutazione del comportamento d'insieme.

L'instaurarsi di un meccanismo globale è generalmente possibile qualora siano inibiti i cinematismi locali, quali tipicamente quelli di ribaltamento fuori piano delle singole pareti: ciò è possibile in presenza di diaframmi rigidi, resistenti ed efficacemente collegati alle pareti (tramite connessioni meccaniche), in presenza di setti murari perpendicolari ben ammortati tra loro, o in presenza di cordoli efficacemente ammortati alle pareti. Il caso di cordoli o diaframmi inseriti in breccia nelle pareti, anche con connessioni a coda di rondine, costituisce una criticità, e non una risorsa, sismica.

L'analisi cinematica locale, o analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico, si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

Per lo sviluppo delle analisi *pushover*, finalizzate alla valutazione del comportamento d'insieme, ci si è attenuti alle specifiche istruzioni espresse da NTC18 e dalla Circolare 7 per lo studio delle strutture esistenti.

L'analisi non lineare statica è condotta attraverso:

- modello FEM non lineare con elementi finiti di tipo "*beam*" e "*truss*" dotati di cerniere a plasticità concentrata (duttile o fragile) definite usando i valori delle proprietà meccaniche dei materiali indicate in §2;
- due gruppi di forze sismiche per ciascuna direzione orizzontale ($\pm X$ e $\pm Y$): distribuzione di sollecitazioni da "Gruppo 1" (distribuzione di accelerazioni proporzionali alla forma del modo di vibrare principale per la direzione considerata); distribuzione di sollecitazioni da "Gruppo 2" (distribuzione di sollecitazioni proporzionale alla massa);
- equilibrio calcolato, ad ogni step d'analisi, sulla configurazione indeformata (ipotesi di piccoli spostamenti).

Le verifiche da effettuare nel caso di analisi *pushover* consistono nel comparare la capacità di spostamento della struttura, ottenuta attraverso cerniere plastiche o elasto-fragili dalla resistenza sezionale ottenuta a partire dai valori caratteristici di resistenza dei materiali divisi per il fattore di confidenza FC (e eventualmente per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali per meccanismi fragili), confrontata con la domanda di spostamento strutturale che viene valutata attraverso lo spettro di risposta: si passa da uno spettro elastico ad uno ADRS dove l'accelerazione non è più funzione del periodo proprio della struttura, ma dello spostamento. La verifica è quindi condotta secondo:

$$d^*_{\max}/d^*_u < 1.$$

Si deve verificare inoltre che il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare risulti inferiore a 3,0 (§7.8.1.6).

$$q^* = S_e(T^* m^*) / F_y^* < 3$$

Per la definizione delle cerniere a plasticità concentrata del modello FEM non-lineare, quindi per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza allo SLV, si è fatto riferimento ai modelli di capacità assimilabili a quelli rappresentati nella figura seguente:

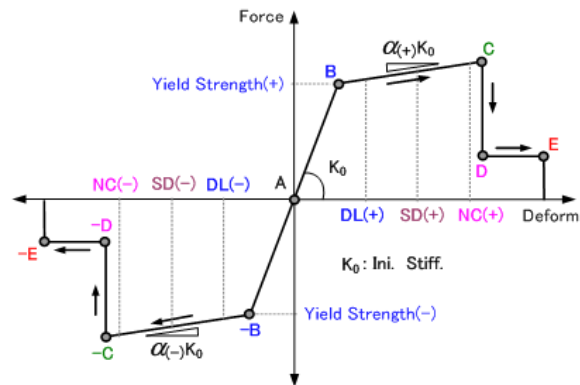


Figura 5 – Legame elasto-plastico definito per le cerniere plastiche. Si specifica che nelle cerniere plastiche a taglio, modellanti un meccanismo fragile, il punto "C" coincide con il punto "B".

Il grafico è in grado di rappresentare il fenomeno fisico che si sviluppa all'interno del singolo elemento durante l'incremento di una qualsiasi componente di sollecitazione; la curva è suddivisa nei seguenti tratti:

- **AB:** tratto elastico;
- **B:** punto di "snervamento", definisce il passaggio tra la fase elastica a quella plastica;
- **BC:** tratto di deformazione plastica;
- **C:** massimo sviluppo di plasticità dell'elemento;
- **CD:** collasso dell'elemento, con riduzione di resistenza e rigidezza;
- **DE:** resistenza residua post-picco.

Ciascuna verifica, la cui "domanda sismica" (richiesta di spostamento o di resistenza – attraverso il fattore "q*") risulti maggiore della "capacità sismica" (capacità di spostamento o di resistenza – attraverso il fattore "q*"), si ritiene non soddisfatta. Per le verifiche non soddisfatte il grado di criticità sarà definito sulla base di un coefficiente di sicurezza ζ_E , dato dal rapporto tra capacità e relativa richiesta. Le verifiche non soddisfatte sono caratterizzate da valori di ζ_E inferiori all'unità.

In genere, per strutture esistenti è considerato accettabile un indice di sicurezza ζ_E minimo superiore a 0,60.

Gli spettri di progetto elastici, in accelerazione e spostamento necessari in analisi push-over (nelle quali il fattore di struttura q^* è parte del risultato dell'analisi) impiegati per le verifiche sono illustrati di seguito:

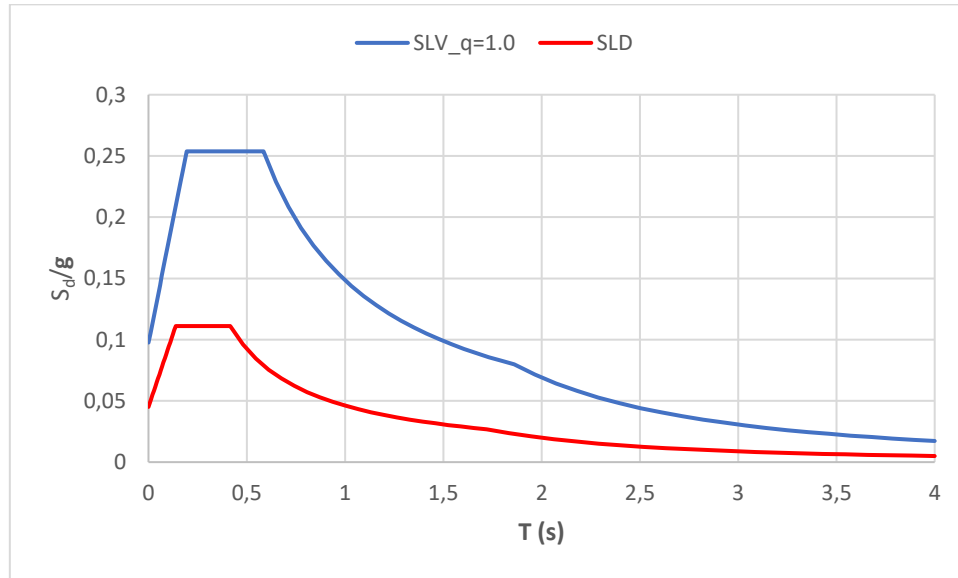


Figura 6 – Spettri di risposta di progetto

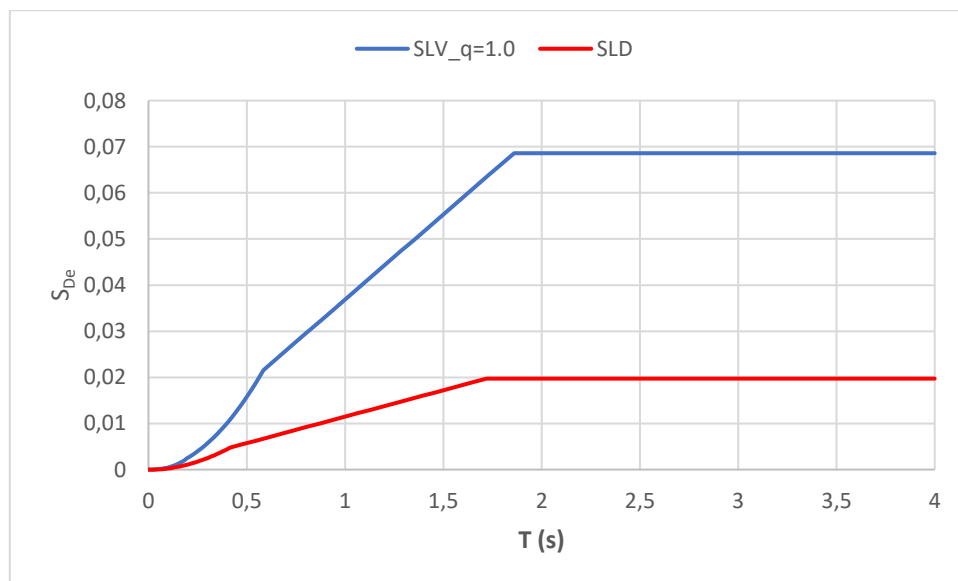


Figura 7 – Spettri di spostamento di progetto

3.2 Modellazione della struttura

3.2.1 Modellazione delle strutture in muratura

Per eseguire le verifiche di sicurezza sismica, l'Unità Strutturale realizzata in muratura è stata modellata sulla base delle seguenti considerazioni attraverso un modello FEM sviluppato con il metodo del telaio equivalente tridimensionale:

- Le pareti in muratura sono schematizzate come telai costituiti da elementi ad asse verticale (maschi murari) ed elementi ad asse orizzontale (travi di accoppiamento o fasce di piano);
- Entrambi gli elementi, maschi murari e fasce di piano, sono modellati con elementi *beam* (travi bidimensionali) a due nodi;
- La schematizzazione determina la suddivisione degli elementi che costituiscono il telaio in porzioni deformabili, in corrispondenza delle aperture, e porzioni indeformabili, in corrispondenza delle intersezioni tra maschi murari e fasce;
- Per specifiche situazioni (intersezioni tra maschi murari verticali e angolate), al fine di meglio rappresentare il percorso di scarico dei carichi verticali all'interno della struttura, sono stati inseriti elementi verticali fittizi, di tipo indeformabile, svincolati flessionalmente agli estremi mediante vincoli di tipo "Beam End Release": tale scelta è stata operata unicamente ai fini della modellazione, ed è influente sull'esito della verifica di vulnerabilità sismica;
- La struttura tridimensionale si ottiene dall'assemblaggio dei diversi telai piani connessi mediante diaframmi rigidi nel piano orizzontale (*story*) posti alla quota degli orizzontamenti, dove la configurazione effettiva giustifica questa scelta;
- Gli orizzontamenti sono inseriti solamente in termini di massa, senza modellare direttamente i travetti, che avrebbero generato dispersione modale. I carichi dei solai sono distribuiti in corrispondenza delle travi di competenza, e da questi concentrati nei nodi del modello (*lumped masses*), sempre al fine di limitare la dispersione modale;
- Il vano scale; non essendo assimilabile ad un diaframma rigido di piano, determina la necessità di introdurre degli svincoli di piano di tipo "Diaphragm Disconnect";
- Gli spessori degli elementi strutturali sono stati definiti sulla base delle indagini diagnostiche eseguite direttamente in situ;
- Lo zero sismico è posto a livello del piano di campagna.

3.3 Vincoli esterni

Per restituire dei risultati verosimili, è necessario introdurre dei vincoli che limitano gli spostamenti e le rotazioni della struttura complessiva. Tali vincoli vengono definiti come assoluti e corrispondono alla tipologia di vincolo a terra.

3.3.1 Vincoli esterni per strutture in muratura

Le strutture realizzate in muratura necessitano di essere vincolate a terra mediante incastri (nella direzione dell'asse flessionale forte) e cerniere (nella direzione dell'asse flessionale debole) posizionati al livello delle fondazioni e vincoli traslazionali orizzontali disposti in corrispondenza del solaio a livello del piano di campagna; in questo modo è possibile escludere fenomeni di interazione suolo-struttura.

3.3.1.1 Unità strutturale 2

Di seguito si riportano le immagini in cui sono evidenziati i vincoli assoluti introdotti nei modelli della struttura in esame.

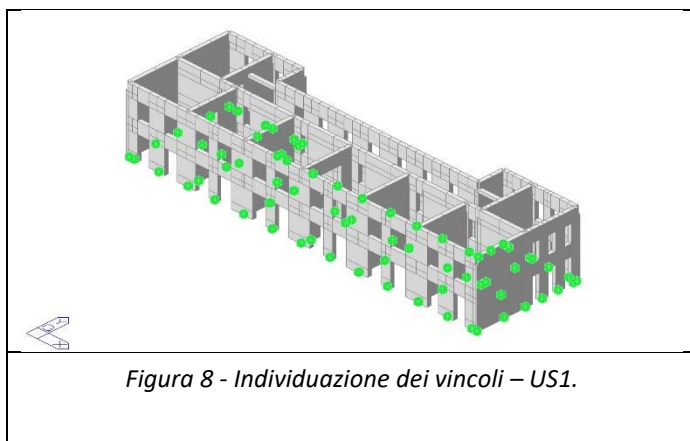


Figura 8 - Individuazione dei vincoli – US1.

* esagoni completamente verdi indicano che sono vincolati tutti i gradi di libertà traslazionali e rotazionali del nodo a cui sono applicati.

3.4 Diaframmi di piano

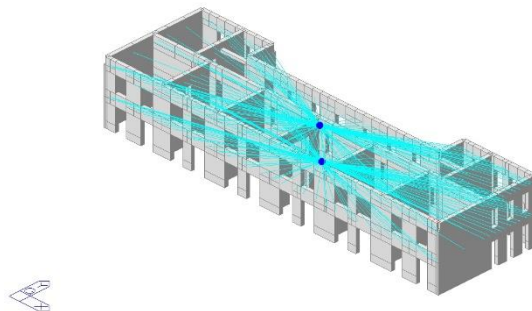
In corrispondenza di ogni piano del fabbricato si ipotizza la presenza di un diaframma di piano che equivale ad assumere una rigidezza infinita nel piano del solaio. I solai rigidi permettono una redistribuzione sismica iperstatica delle forze orizzontali tra gli elementi appartenenti al sistema sismo-resistente dell'edificio.

Tale ipotesi è necessaria per la modellazione della struttura mediante verifica globale con metodo push-over, come meglio enunciato nel capitolo 5.3. Le osservazioni condotte hanno evidenziato l'assenza di solaio infinitamente rigido al livello sottotetto (2F), come meglio enunciato nelle *Vulnerabilità specifiche* al capitolo 5.4.1; perché il modello sia pienamente rappresentativo della realtà osservata è innanzitutto necessario inibire le vulnerabilità locali e nel caso specifico irrigidire il solaio sottotetto e di copertura e creare efficaci collegamenti tra gli stessi ed i setti murari.

Di seguito si riportano le tabelle e le immagini con l'individuazione dei livelli a cui sono associati i diaframmi di piano.

3.4.1 Unità strutturale 1

Nome diaframma di piano	Livello [m]	Massa partecipante [t]
Roof	7.40	693.58
2F	3.70	1048.00
1F	0.00	220.96
Somma		1962.53



3.5 Carichi e masse

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni delle NTC 2018, in particolare, per quanto riguarda le verifiche, si prenderanno come riferimento i risultati ai soli Stati Limite Ultimi.

Nello specifico, valgono le seguenti combinazioni:

- a) **Combinazione fondamentale**, impiegata per le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot G_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- b) **Combinazione sismica**, impiegata per le verifiche di sicurezza sia agli stati limite di esercizio (SLO e SLD) sia agli stati limite ultimi (SLV e SLC) specificatamente definiti per l'azione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- L'azione elementare E rappresenta gli effetti dell'azione sismica, che vanno calcolati per ciascuno degli stati limite di riferimento specificatamente definiti per l'azione sismica;
- I termini γ sono coefficienti parziali di sicurezza (definiti in accordo a quanto riportato dalle NTC 2018 § 2.6.1 – Tab. 2.6.I);
- I termini ψ sono coefficienti di combinazione (definiti in accordo a quanto riportato dalle NTC 2018 § 2.5.2 – Tab. 2.5.I).

Per chiarezza si riportano le tabelle dei coefficienti parziali e di combinazione utilizzati nelle verifiche della presente trattazione:

COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA				
		Coefficiente γ_F	EQU	A1
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3
Carichi permanenti non strutturali G_2	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE		
	Ψ_0	Ψ_2
Categoria C	0,7	0,6
Categoria H	0,0	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,0

4. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

La verifica della sicurezza di una struttura è volta a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con un livello di sicurezza minimo. Tale valutazione deve permettere di stabilire se:

- L'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- L'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- Sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza di costruzioni esistenti può essere eseguita, come specificato nelle NTC 2018 § 8.3, prendendo in analisi i soli carichi verticali e le combinazioni di carico che riguardano esclusivamente lo Stato Limite Ultimo.

La combinazione dei carichi considerata è quella fondamentale, così come proposta nelle NTC 2018 e già esplicitata al capitolo 3.1.3 della presente trattazione.

Ai sensi delle NTC 2018 § 8.3, si specifica che è necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

Per la valutazione della sicurezza statica degli elementi strutturali sono state introdotte alcune ipotesi e considerazioni di base per uniformare la lettura dei risultati:

- Il getto di completamento dei solai è considerato come collaborante e, pertanto, viene considerato come un peso proprio strutturale.
- Per le Unità Strutturali in calcestruzzo armato, le travi principali in corrispondenza dei pilastri sono considerate continue sugli appoggi.
- Per le **strutture con sistema resistente realizzato in muratura**, si considera, in prima istanza, una verifica statica di presso-flessione condotta valutando lo stato di sollecitazione indotto dalle azioni agenti al piede del maschio murario generate dai carichi statici nelle combinazioni di carico in condizione di Stato Limite Ultimo (SLU) e considerando un comportamento elastico dei materiali; la sollecitazione è, pertanto, confrontata con la resistenza a compressione del materiale ridotta del coefficiente di sicurezza del materiale γ_m pari a 3, così come previsto dalla normativa. Successivamente, e se necessario, poiché la prima verifica risulta essere estremamente conservativa, si considera una valutazione della sicurezza statica della struttura che prende in considerazione anche il comportamento non lineare della muratura mediante un'analisi plastica condotta comparando l'azione eccentrica agente con la resistenza a compressione del materiale ridotta del coefficiente di sicurezza del materiale γ_m pari a 1; il rapporto tra resistenza massima e sollecitazione definisce il coefficiente parziale di sicurezza limite, andando ad evidenziare, oltre l'interpretazione più strettamente normativa, le effettive criticità statiche primarie.

Per completezza, si allegano alla relazione le tabelle riassuntive che contengono il rapporto tra resistenza e sollecitazione relativo a tutti gli elementi verticali che compongono il sistema strutturale verticale (definito come $\zeta_{v,i}$ dalle NTC 2018 § 8.3) e le planimetrie per agevolare la localizzazione degli elementi strutturali. Le tabelle e le planimetrie evidenziano gli elementi non verificati mediante una retinatura color ROSSO.

4.1 Strutture in Muratura

4.1.1 Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Di seguito si riportano i risultati, suddivisi per Unità Strutturale, della verifica a presso-flessione di tutti gli elementi strutturali verticali mediante analisi elastica, in condizione di Stato Limite Ultimo.

4.1.1.1 Unità strutturale 1 – Muratura M1

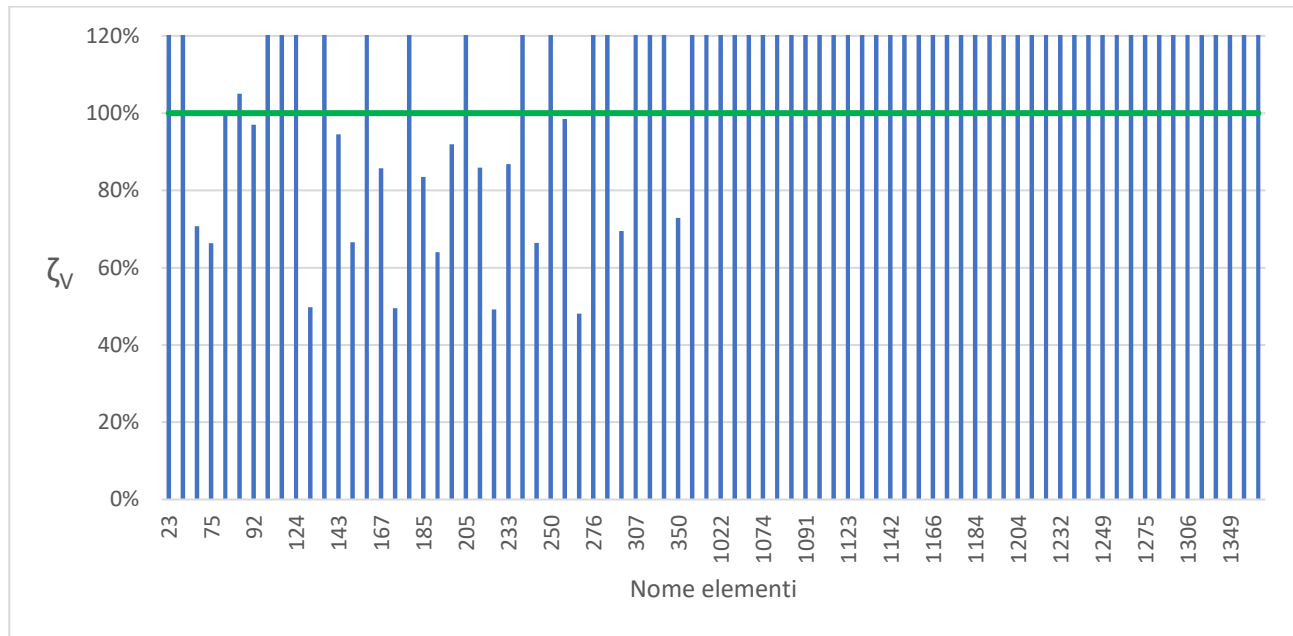


Figura 9 - Verifica a presso-flessione SLU degli elementi verticali – Maschi murari M1 (tufo)

Dalla verifica di sicurezza statica e dal grafico sopra riportato è possibile concludere che, in condizione SLU, **20** elementi risultano non verificati.

4.1.1.2 Unità strutturale 1 – Muratura M2

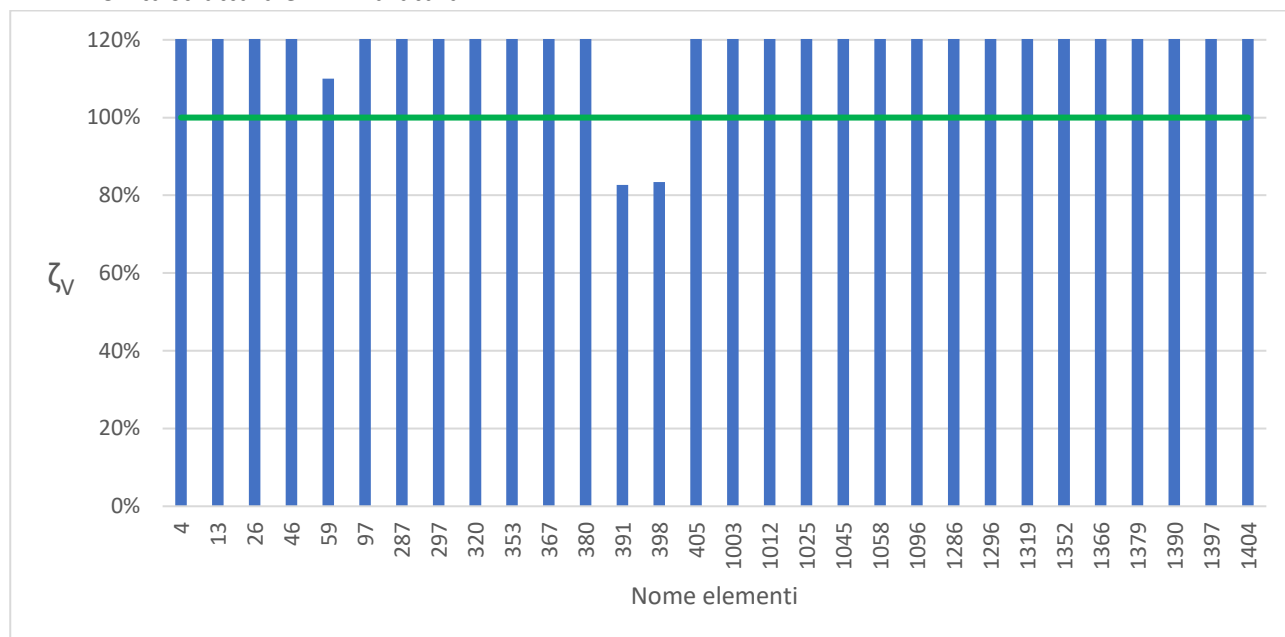


Figura 10 - Verifica a presso-flessione SLU degli elementi verticali – Maschi murari M2 (mattoni pieni)

Dalla verifica di sicurezza statica e dal grafico sopra riportato è possibile concludere che, in condizione SLU, **2** elementi risultano non verificati.

4.1.2 Verifica plastica

Di seguito si riportano i risultati, suddivisi per Unità Strutturale, della verifica a presso-flessione di tutti gli elementi strutturali verticali mediante analisi plastica, considerando un coefficiente di sicurezza del materiale $\gamma_m=1$; il rapporto tra resistenza massima e sollecitazione definisce il coefficiente parziale di sicurezza limite, riportato nei grafici che seguono.

4.1.2.1 Unità strutturale 1 – Muratura M1

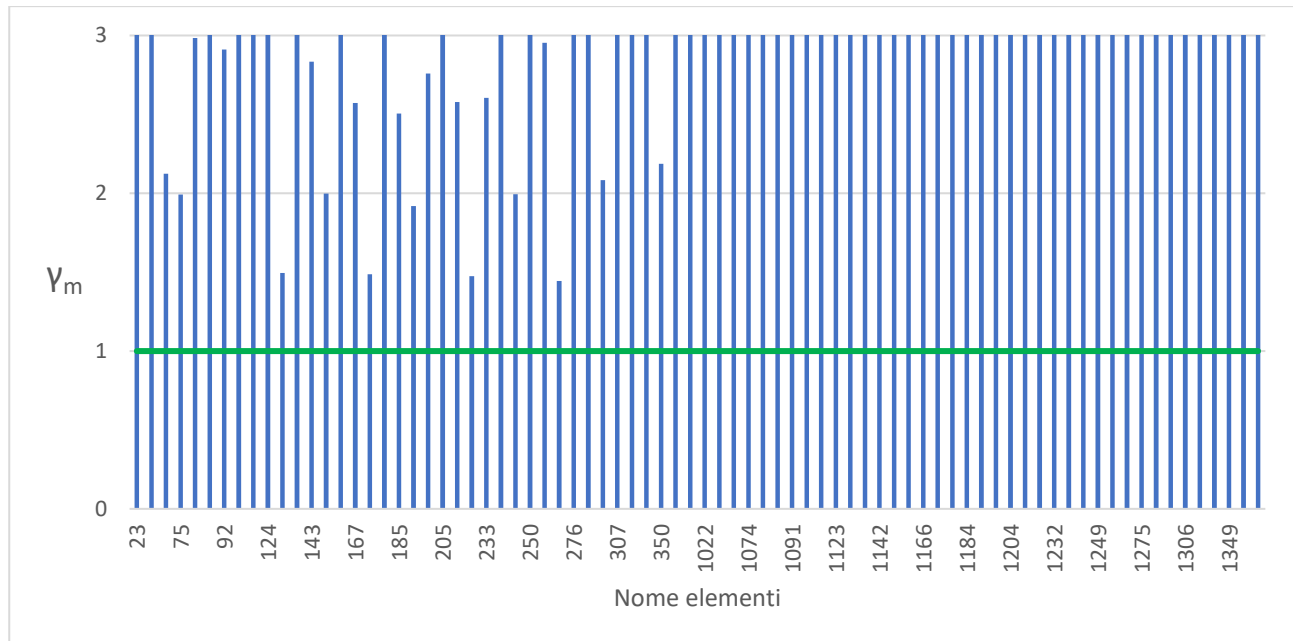


Figura 11 - Verifica plastica a presso-flessione degli elementi verticali – Maschi murari M1 (tufo)

Dalla verifica di sicurezza statica e dai grafici sopra riportati è possibile concludere che, in condizione SLU, tutti gli elementi risultano verificati; il minimo valore di γ_m risulta pari a 1,44.

Non si ritiene necessario procedere ad immediati interventi di adeguamento degli elementi verticali.

4.1.2.2 Unità strutturale 1 – Muratura M2

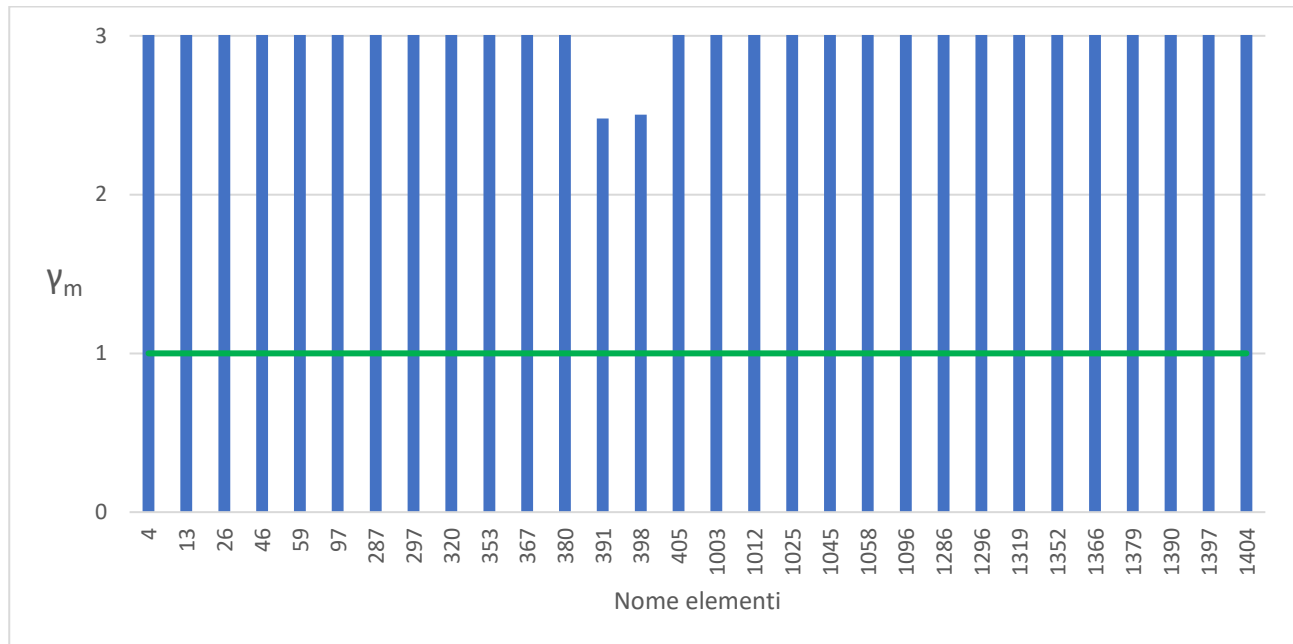


Figura 12 - Verifica plastica a presso-flessione degli elementi verticali – Maschi murari M2 (mattoni pieni)

Dalla verifica di sicurezza statica e dai grafici sopra riportati è possibile concludere che, in condizione SLU, tutti gli elementi risultano verificati; il minimo valore di γ_m risulta pari a 2,50.

Non si ritiene necessario procedere ad immediati interventi di adeguamento degli elementi verticali.

5. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

L'indice di sicurezza sismica ζ_E della struttura è definito come il rapporto tra l'azione sismica corrispondente al raggiungimento della capacità della struttura e la domanda sismica **allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita**. In caso di calcolo mediante analisi statica, la vulnerabilità sismica può essere calcolata come il rapporto tra resistenza ultima T_{Ri} e le sollecitazioni T_{Si} per ciascuna sottostruttura i -esima, il valore di vulnerabilità sismica da attribuire all'intera struttura è il minimo tra tutti quelli ottenuti su ciascuna sottostruttura: la vulnerabilità è dunque determinata dalla prima sottostruttura che raggiunge lo stato limite ultimo.

$$\zeta_E = \min \left\{ \frac{T_{Ri}}{T_{Si}} \right\}$$

Se si ottiene un indice di vulnerabilità inferiore all'unità la struttura non ha resistenza sufficiente a far fronte ad un evento sismico con intensità fissata dalle norme; la carenza rispetto all'unità rappresenta il suo grado di inadeguatezza.

Pertanto, una volta determinata la sollecitazione che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo (SLV) della prima sottostruttura, è possibile determinare l'accelerazione $PGA_c(SLV)$ che genera tale sollecitazione, per ciascuna direzione principale e tenuto conto del fattore di struttura. Rappresentando su un diagramma cartesiano in ascissa la accelerazione PGA ed in ordinata la vulnerabilità V , il valore $PGA_c(SLV)$ rappresenta il limite oltre il quale le verifiche di vulnerabilità vengono soddisfatte e quindi l'Unità Strutturale considerata risulta sicura.

La combinazione dei carichi considerata è quella quasi permanente e i tassi di lavoro dei materiali quelli indicati nel paragrafo 2.4 della presente trattazione.

La normativa attualmente vigente (NTC 2018) richiede una diversa metodologia di verifica in funzione della tipologia strutturale dell'edificio in questione, pertanto, nei paragrafi seguenti verranno presentate le seguenti metodologie di valutazione della sicurezza sismica:

- Verifica sismica dei meccanismi locali fuori piano.
- Verifica sismica globale con metodo push-over.

5.1 Analisi modale

Per la valutazione della risposta sismica di ogni Unità Strutturale individuata all'interno del fabbricato in esame, è necessario evidenziare i principali modi di vibrare della struttura, opportunamente combinati secondo la regola CQC. Nelle seguenti tabelle vengono riportati i modi di vibrare caratterizzati da una massa modale superiore al 5%, suddivisi per Unità Strutturale, evidenziando quelli che possiedono la maggior massa partecipante nelle due direzioni principali. Infine, per ogni Unità Strutturale, vengono riportate le deformate modali dei due modi principali.

5.1.1 Unità strutturale 1

Tabella 3 - Forme modali principali – US1.

Modo	Periodo [s]	Traslazione X		Traslazione Y		Rotazione Z	
		Massa [%]	Somma [%]	Massa [%]	Somma [%]	Massa [%]	Somma [%]
1	0.1617	0.0083	0.0083	90.3744	90.3744	2.066	2.066
2	0.1402	0.5978	0.6062	1.9158	92.2902	89.4916	91.5576
3	0.1257	89.6939	90.3	0.0003	92.2905	0.659	92.2166
...	...	...	...	...	...	...	...
100	0.0196	0.0005	96.956	0.0001	99.5374	0	98.9251

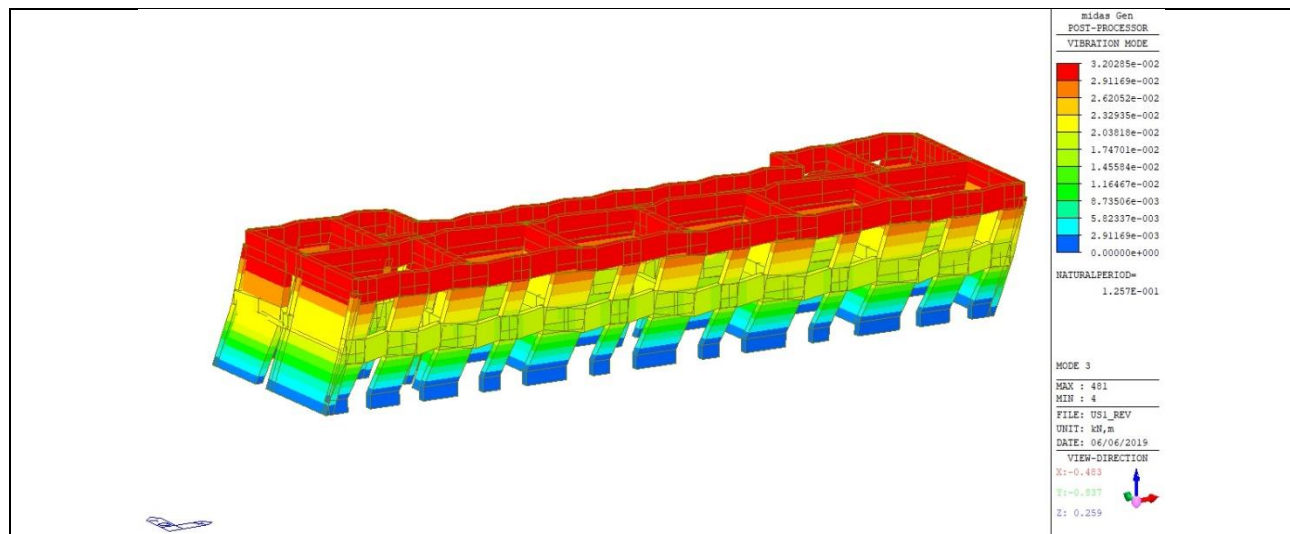


Figura 13 - Modo 3: traslazione dominante in direzione X – US1.

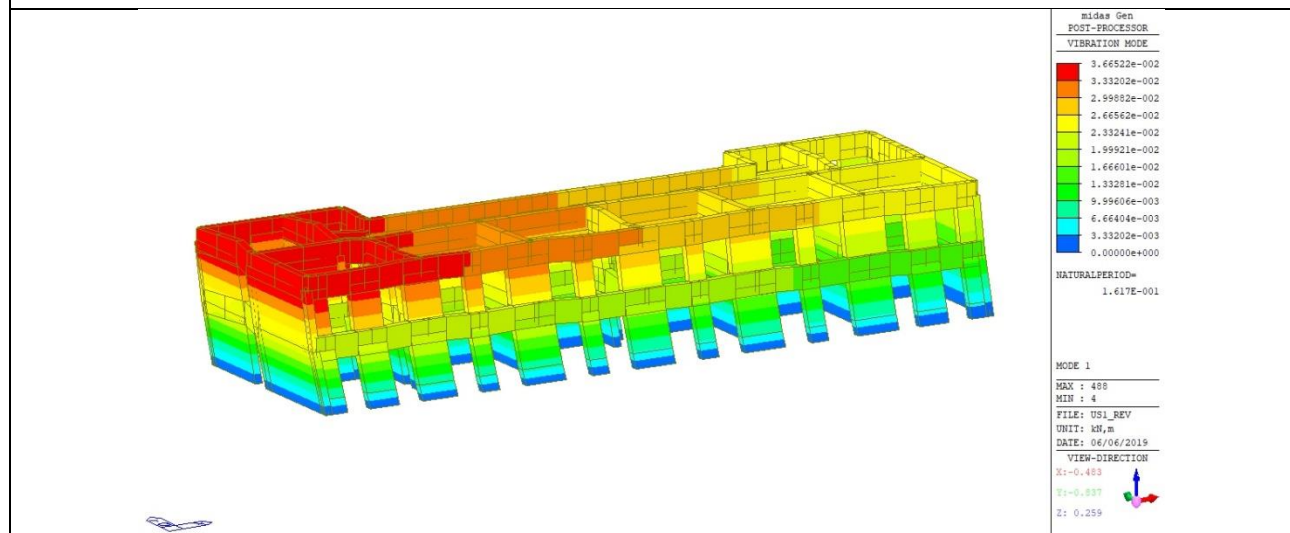


Figura 14 - Modo 1: traslazione dominante in direzione Y – US1.

5.2 Verifica sismica dei meccanismi locali fuori piano

Le verifiche dei meccanismi locali fuori piano delle Unità Strutturali realizzate in muratura sono state condotte mediante il metodo dell'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico. Tale metodo è basato sulla scelta del meccanismo di collasso più probabile e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo, come prescritto nella Circolare NTC 2019 § C8.7.1.2.

Il livello di sicurezza dei meccanismi locali fuori piano nei confronti dell'azione sismica è valutato sulla base della seguente formula:

$$\zeta_E = \frac{\textit{Accelerazione sismica spettrale massima sopportabile}}{\textit{Accelerazione sismica spettrale massima di progetto di una nuova costruzione}}$$

Dove:

- L'azione sismica massima sopportabile è calcolata in termini di accelerazione sismica spettrale a_0^* che attiva il meccanismo con il metodo dell'analisi limite (definita in accordo a quanto riportato dalla Circolare NTC 2019 § C8.7.1.2.1.2);
- L'azione massima di progetto di una nuova costruzione è definita in termini di accelerazione per elementi che poggiano direttamente a terra o posti ad una determinata quota da terra (definita in accordo a quanto riportato dalla Circolare NTC 2019 § C8.7.1.2.1.2).

Per il calcolo delle azioni sollecitanti si adotta un fattore di struttura pari a $q = 2,0$.

5.2.1 Unità strutturale 1

Sulla base delle caratteristiche morfologiche dell'edificio e dello studio dei dettagli costruttivi, si ritengono plausibili i ribaltamenti semplici del fronte SUD e del fronte EST del fabbricato.

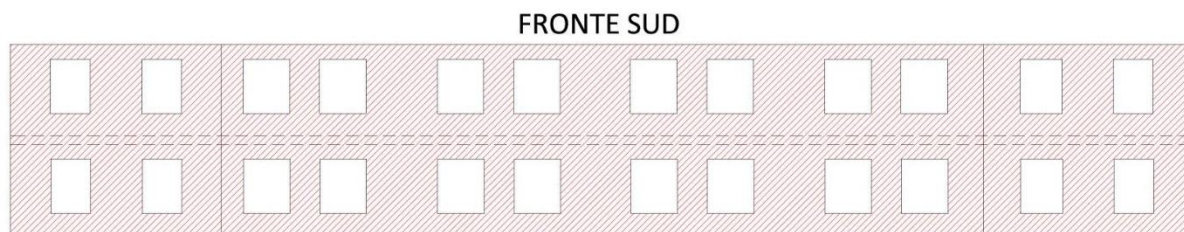


Figura 15 - Cinematismi di ribaltamento fuori piano della facciata su Via Roma – Fronte SUD.

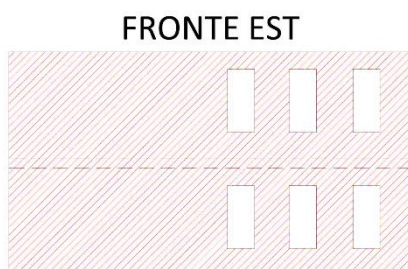


Figura 16 - Cinematismi di ribaltamento fuori piano della facciata sul cortile interno – Fronte EST.

Il riepilogo dell'analisi è riassunto nella tabella di seguito riportata:

Tabella 4 – Verifica di vulnerabilità sismica dei meccanismi locali fuori piano al SLV.

Numero Meccanismo locale	Meccanismo di collasso	Piani coinvolti	Azione sismica massima sopportabile	Azione sismica massima di progetto	Livello di Sicurezza	Verifica
			(m/s ²)	(m/s ²)		
Fronte SUD	Ribaltamento semplice	Piano terra e piano primo	0.076	0.098	0.78	NON VERIFICATO
		Piano primo	0.073		0.74	NON VERIFICATO
Fronte EST	Ribaltamento semplice	Piano terra e piano primo	0.078	0.098	0.80	NON VERIFICATO
		Piano primo	0.083		0.85	NON VERIFICATO

5.3 Verifica sismica globale con metodo push-over

La verifica globale delle Unità Strutturali realizzate in muratura è stata condotta mediante un'analisi statica non lineare di tipo push-over. Tale metodo ha lo scopo di studiare il comportamento della struttura fino al suo collasso, valutando il progressivo danneggiamento degli elementi strutturali e la redistribuzione delle azioni sugli elementi stessi all'aumentare dell'azione sismica sollecitante. L'analisi push-over permette di determinare, mediante la curva di capacità della struttura, la massima azione sismica, corrispondente al taglio alla base, e la massima capacità di spostamento del sistema.

L'analisi globale della struttura è subordinata all'analisi dei meccanismi locali ed è necessaria esclusivamente nell'ipotesi che la prima verifica risulti non soddisfatta. La modellazione della struttura per la verifica globale con metodo push-over, inoltre, considera efficaci (rigidi, resistenti e collegati meccanicamente alle pareti) i diaframmi di piano degli orizzontamenti, pertanto, tale metodo è valido a valle dell'esecuzione di interventi di irrigidimento e incremento della resistenza dei solai.

L'analisi statica non lineare è applicabile secondo le modalità descritte nelle NTC 2018 § 7.3.4.2, considerando una distribuzione dell'azione sismica proporzionale ai modi di vibrare principali, già descritti e illustrati al paragrafo 5.1 della presente trattazione.

Il livello di sicurezza globale nei confronti dell'azione sismica è valutato sulla base della seguente formula:

$$\zeta_E = \frac{\text{Spostamento sismico massimo sopportabile}}{\text{Spostamento sismico massimo di progetto di una nuova costruzione}}$$

La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento:

Dove:

- La capacità di spostamento è ottenuta dalle curve di capacità risultanti dall'analisi statica non lineare in accordo a quanto riportato dalla Circolare NTC 2019 § C7.3.4.2.
- La domanda di spostamento è definita in accordo a quanto riportato dalle NTC 2018 § 7.3.4.2 e 7.8.1.6.

L'analisi statica non lineare richiede 8 analisi di tipo push-over considerando l'azione sismica agente nelle due direzioni principali dell'edificio (X/Y) e nei due versi (+/-), secondo due distribuzioni, Modal Shape e Uniform Acceleration.

Per le Unità Strutturali interessate, si riportano, di seguito, le curve di capacità e, successivamente, il riepilogo dei risultati ottenuti dall'analisi push-over, sia in condizione di Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) sia in condizione di Stato Limite di Danno (SLD).

5.3.1 Unità strutturale 1

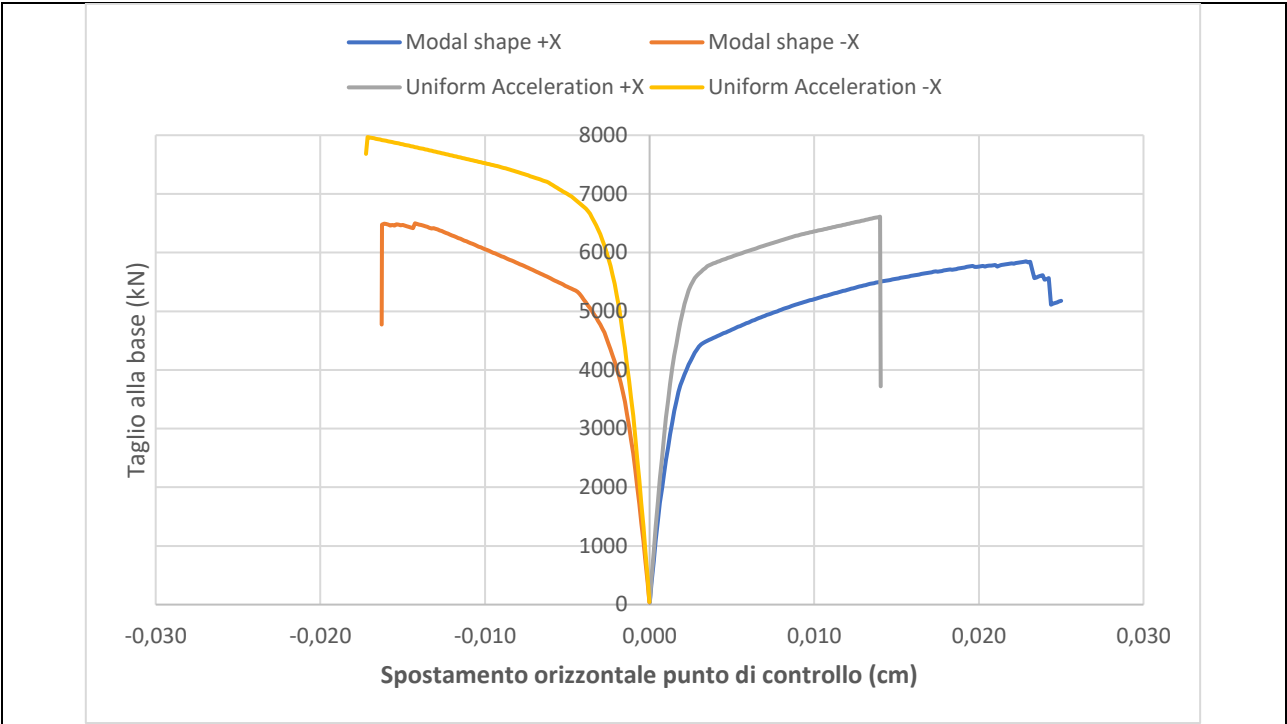


Figura 17 – Curve di capacità per azione sismica agente in direzione longitudinale (+X/-X).

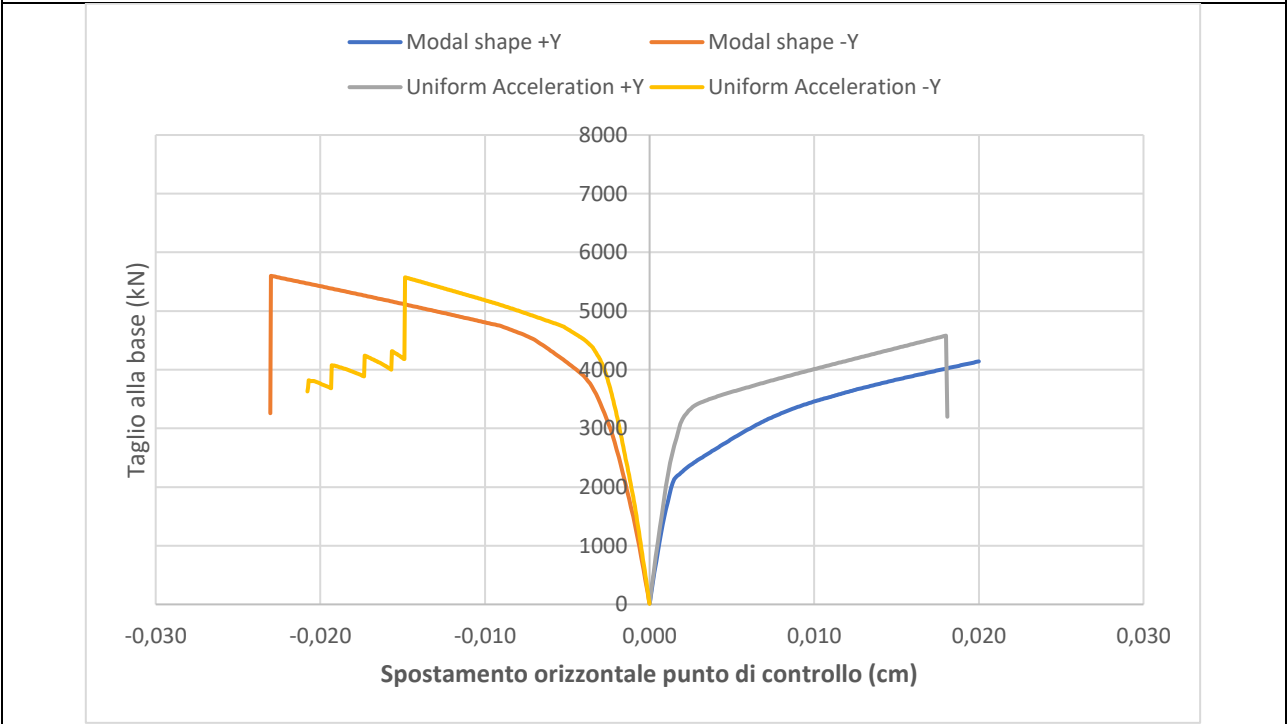


Figura 18 – Curve di capacità per azione sismica agente in direzione trasversale (+Y/-Y).

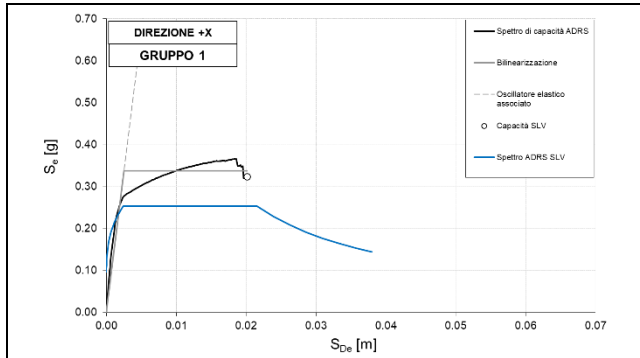


Figura 19 – Distribuzione da forze da Gruppo 1 – Dir. +X.

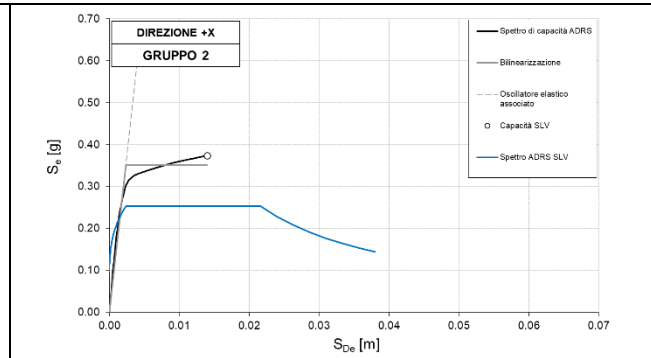


Figura 20 – Distribuzione da forze da Gruppo 2 – Dir. +X.

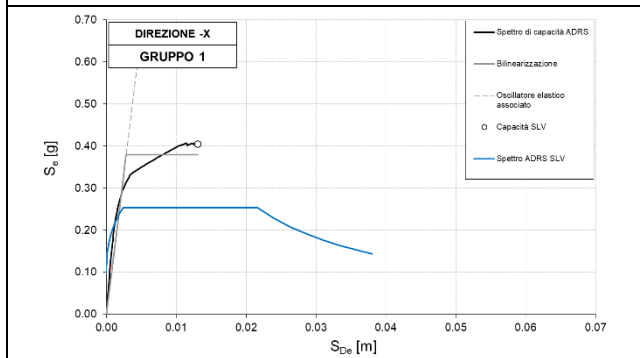


Figura 21 – Distribuzione da forze da Gruppo 1 – Dir. -X.

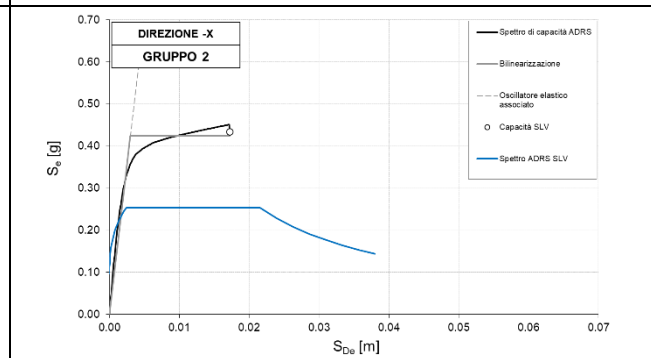


Figura 22 – Distribuzione da forze da Gruppo 2 – Dir. -X.

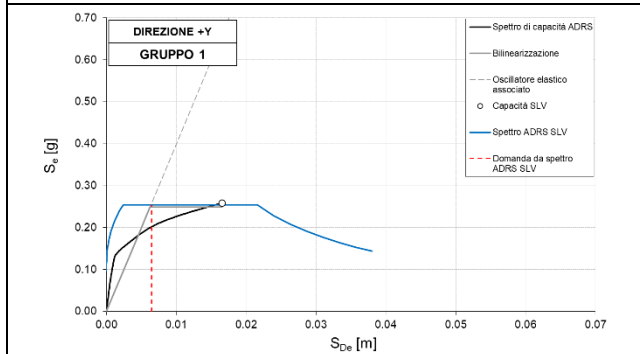


Figura 23 – Distribuzione da forze da Gruppo 1 – Dir. +Y.

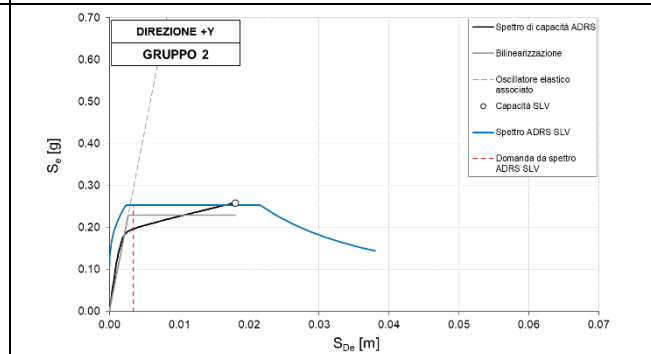


Figura 24 – Distribuzione da forze da Gruppo 2 – Dir. +Y.

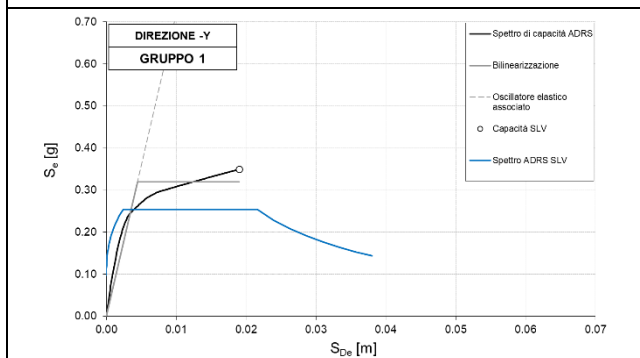


Figura 25 – Distribuzione da forze da Gruppo 1 – Dir. -Y.

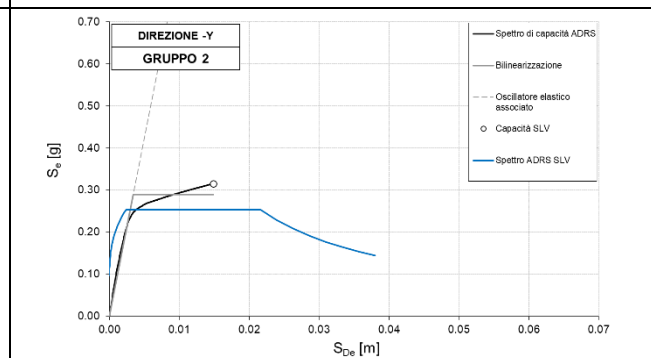


Figura 26 – Distribuzione da forze da Gruppo 2 – Dir. -Y.

VERIFICA SLV									
Distribuzione Pushover		Spostamento				Resistenza			
Gruppo	Direzione	Domanda	Capacità	Verifiche		Domanda	Capacità	Verifiche	
		$d_{max}^*(T^*)$ [cm]	d_{SL}^* [cm]	$d_{max}^*(T^*)/d_{SL}^*$	ζ_E	$S_e(T^*)$ [g]	F^*/m^* [g]	q^*	<3
1	+X	RISPOSTA IN CAMPO ELASTICO				0.236	0.338	0.700	OK
2	+X	RISPOSTA IN CAMPO ELASTICO				0.229	0.351	0.651	OK
1	-X	RISPOSTA IN CAMPO ELASTICO				0.236	0.380	0.621	OK
2	-X	RISPOSTA IN CAMPO ELASTICO				0.233	0.424	0.548	OK
1	+Y	0.647	1.652	0.392	>1	0.254	0.249	1.021	OK
2	+Y	0.344	1.800	0.191	>1	0.254	0.229	1.106	OK
1	-Y	RISPOSTA IN CAMPO ELASTICO				0.254	0.320	0.794	OK
2	-Y	RISPOSTA IN CAMPO ELASTICO				0.254	0.289	0.878	OK

VERIFICA SLD					
Distribuzione Pushover		Spostamento			
Gruppo	Direzione	Domanda	Capacità	Verifiche	
		$d_{max}^*(T^*)$ [cm]	d_{SL}^* [cm]	$d_{max}^*(T^*)/d_{SL}^*$	ζ_E
1	+X	0.001	0.023	0.040	>1
2	+X	0.001	0.014	0.047	>1
1	-X	0.001	0.014	0.060	>1
2	-X	0.001	0.017	0.041	>1
1	+Y	0.002	0.020	0.110	>1
2	+Y	0.001	0.018	0.061	>1
1	-Y	0.002	0.023	0.067	>1
2	-Y	0.001	0.015	0.083	>1

5.4 Vulnerabilità Specifiche

L'intero edificio è stato sottoposto ad una analisi orientata all'individuazione delle vulnerabilità; dall'analisi morfologica è stato possibile riscontrare l'eventuale presenza di irregolarità geometriche in pianta o in elevazione, delle quali si è tenuto conto per l'elaborazione dei modelli numerici. Mediante uno studio più dettagliato degli elementi costituenti ciascuna Unità Strutturale ed il rilievo delle relative connessioni, si è stati in grado di identificare ulteriori vulnerabilità intrinseche dovute ad elementi strutturali o non strutturali. Queste Vulnerabilità Specifiche sono spesso conseguenza di non corrette modalità costruttive, o di situazioni di carente o errata manutenzione. Per una più agevole localizzazione, nelle planimetrie allegate è prevista una apposita tavola denominata Vulnerabilità Specifiche in cui queste vengono restituite evidenziate da una retinatura di colore rosso.

Le osservazioni compiute durante il sopralluogo hanno permesso di rilevare che **l'accostamento tra l'Unità Strutturale US1 ed il corpo centrale termica non è stato eseguito interponendo adeguati giunti sismici**: i rilievi condotti in situ hanno infatti permesso di ravvisare che le strutture di elevazione sono poste a contatto diretto o senza adeguate spaziatore. Le NTC 2018 §7.2.1. prescrivono che *"La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il §7.3.3 (analisi lineare) o il §7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5. La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2a_g S/g \leq 1$. Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per $a_g S/g$; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse"*.



Foto n° 1 – Osservazione generale dell'accostamento tra US1 ed il fabbricato C.T., realizzato senza adeguati giunti sismici.

5.4.1 Unità strutturale 1

Le osservazioni condotte durante il sopralluogo tecnico hanno permesso di ipotizzare che per la realizzazione del solaio interpiano (Solaio A) sia stata eseguita una **cordolatura nello spessore delle pareti**, lungo l'intero perimetro dell'elemento orizzontale. Tale dettaglio costruttivo muta il regime statico della muratura causando la migrazione degli sforzi verso il paramento esterno; il solaio, inoltre, gravando esclusivamente sul paramento interno in presenza di azioni sismiche esercita una spinta orizzontale sul paramento esterno causandone l'espulsione.

Il rilievo della conformazione costruttiva degli elementi orizzontali ha permesso di constatare che la tipologia **Solaio B**, la quale separa il piano primo dal sottotetto, **non può essere considerata come diaframma infinitamente rigido in quanto sprovvisto di una soletta di completamento organizzata e di un sistema di catene e/o tiranti che garantisca il comportamento scatolare** dell'apparecchiatura muraria. Analoga considerazione può essere estesa anche al sistema di copertura.



Foto n° 2 – Osservazione generale dell'estradosso della tipologia Solaio B.



Foto n° 3 – Particolare del sistema di copertura, non considerabile come diaframma organizzato.

I rilievi condotti all'interno dell'Unità Strutturale hanno dato la possibilità di constatare la **manca di ammassamento tra setti murari ortogonali di differenti materiali (M1 ed M2)**. L'assenza di tale dettaglio costruttivo non consente un efficace comportamento scatolare del fabbricato e, anzi, favorisce l'attivazione di cinematismi locali che possono determinare il collasso in determinate posizioni del fabbricato, per livelli di accelerazione al piede (PGA_D) inferiori alla capacità globale (PGA_C). È stato inoltre possibile osservare la presenza di un **quadro fessurativo**, che interessa la porzione est del fabbricato, il cui andamento verticale e formazione all'interfaccia di collegamento tra i differenti setti materici confermano lo scarso ammassamento murario sopra enunciato. Alcune fessurazioni e/o avvallamenti interessano anche la porzione di pavimentazione interna sempre nell'ala est del fabbricato. Si consiglia di tener monitorato l'eventuale evoluzione del sistema fessurativo e procedere in caso ad interventi correttivi.



Foto n° 4 – Osservazione generale dello scarso ammassamento tra setti di tipo M1 ed M2.



Foto n° 5 – Particolare dello scarso ammassamento tra setti di tipo M1 ed M2.



Foto n° 6 – Osservazione generale della fessurazione presente nell'angolo sud-est del fabbricato.

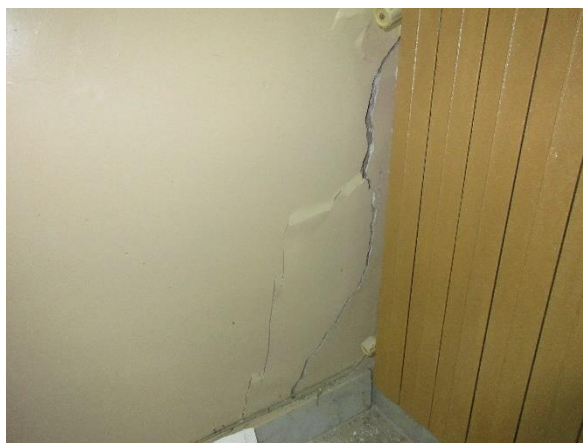


Foto n° 7 – Particolare della fessurazione presente nell'angolo sud-est del fabbricato.



Foto n° 8 – Osservazione generale della fessurazione presente nell'angolo sud-est del fabbricato.



Foto n° 9 – Particolare della fessurazione presente nell'angolo sud-est del fabbricato.



Foto n° 10 – Osservazione generale della fessurazione presente sull'estradosso del solaio di calpestio del piano terra, collocato nella porzione est del fabbricato.



Foto n° 11 – Particolare della fessurazione presente sull'estradosso del solaio di calpestio del piano terra, collocato nella porzione est del fabbricato.

Le analisi svolte hanno permesso di constatare che il fabbricato è stato oggetto di interventi che hanno modificato la configurazione dello schema statico dei setti murari interni. In particolare, **i maschi murari originali sono stati interrotti dall'introduzione di nuove aperture**: tale espediente, modificando l'andamento delle sollecitazioni all'interno della muratura, determina l'innescò di una **irregolarità in elevazione** oltre alla riduzione del contributo offerto al sistema sismo-resistente.

5.5 Classificazione Sismica

La classificazione del Rischio sismico può essere valutata, ai sensi dei DD.MM. 58-65 2017, attribuendo a ciascuna US una specifica **Classe di Rischio Sismico**, da A+ a F.

Indice di sicurezza	Classe IS-V	
$100\% < IS-V$	A+ _{IS-V}	
$100\% \geq IS-V > 80\%$	A _{IS-V}	
$80\% \geq IS-V > 60\%$	B _{IS-V}	
$60\% \geq IS-V > 45\%$	C _{IS-V}	
$45\% \geq IS-V > 30\%$	D _{IS-V}	
$30\% \geq IS-V > 15\%$	E _{IS-V}	
$IS-V \leq 15\%$	F _{IS-V}	

L'appartenenza a ciascuna classe è determinata in base ai valori assunti dall'**indice di sicurezza IS-V** (attualmente indicato come coefficiente ζ_E nelle nuove NTC 2018), definito - come descritto nel paragrafo precedente - dal rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che determina il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita e quella prevista, nello stesso sito per un nuovo edificio. Vengono così fissate sette diverse classi caratterizzate dai valori di soglia determinanti per ricadervi secondo i valori presentati in tabella.

6. CONCLUSIONI

A seguito dell'incarico conferito dalla Committenza si è proceduto ad eseguire analisi diagnostiche ed elaborazioni per valutare il rischio sismico dell'edificio che ospita il Plesso Scolastico "Capuana" sito in Via Roma, 133 a Siculiana (AG).

La struttura portante dell'edificio non è stata progettata per resistere ai carichi da sisma previsti dalle vigenti NTC18. Il comune di Siculiana (AG), con l'OPCM n. 3274/2003, aggiornata con Deliberazione della Giunta Regionale della Sicilia n. 408 del 19.12.2003, è stato classificato in zona sismica 2.

Il complesso scolastico è disposto su due livelli fuori terra ed ammette sottotetto accessibile e non abitabile. Il collegamento verticale tra i piani è garantito da un vano scale posto nell'angolo nord-ovest del fabbricato. La struttura portante verticale è realizzata principalmente da setti in muratura di tufo arenario resi monolitici con malta cementizia ed in parte da setti murari in muratura di mattoni pieni e malta a base di calce. Gli orizzontamenti sono realizzati con solai laterocementizi, mentre la copertura si avvale di tecnologia lignea. Dalla documentazione messa a disposizione dalla committenza non è stato possibile determinare la tipologia del sistema di fondazione, tuttavia in virtù delle caratteristiche costruttive è possibile ipotizzare la presenza di fondazioni dirette in conglomerato cementizio e/o pietra.

6.1 Sicurezza statica

La verifica della sicurezza della struttura in esame, eseguita ai sensi della normativa vigente, secondo un livello di conoscenza LC2, mostra delle carenze statiche in alcuni elementi verticali facenti parte della struttura, se analizzata con metodo elastico. La verifica statica con analisi di tipo plastico, invece, non evidenzia carenze negli elementi verticali.

Pertanto, ai sensi delle NTC 2018 § 8.3, non è immediatamente necessario procedere con interventi di adeguamento.

N° elementi non verificati			
Unità Strutturali	Tipologia costruttiva	SLU Metodo elastico	SLU Metodo plastico
US1	Muratura	22	0
TOTALE		22	0

6.2 Sicurezza sismica

I risultati analitici ottenuti dalle verifiche delle diverse unità strutturali, eseguite con livello di conoscenza LC2, hanno consentito di definire i valori di **sicurezza sismica** ζ_E corrispondenti ad una determinata classe di rischio sismico.

La tabella sotto riportata riassume, per ogni Unità Strutturale individuata, i risultati ottenuti dalle verifiche eseguite:

CLASSIFICAZIONE SISMICA					
Unità Strutturale	Tipologia costruttiva	Spostamento Max [cm]	ζ_E (PGA _c /PGA _d)	T _{R,SLV} [anni]	Classe
US1	Muratura	-	74%	306	B_{ISV}

Nonostante il risultato positivo, appare assolutamente consigliabile la realizzazione di collegamenti tra maschi murari ortogonali e/o tra solai e murature, poiché la presenza di vincoli monolateri tra le parti può generare effetti di martellamento e rendere la risposta sismica dell'edificio localmente non controllabile.

6.3 Vulnerabilità

Le vulnerabilità riscontrate vengono riassunte di seguito:

- Assenza di giunto sismicamente efficace** tra l'US1 ed il locale C.T.;
- Cordolatura tipologia Solaio A realizzata nello spessore delle pareti - **cordolo in breccia**;
- Irregolarità in elevazione**, modifiche ai setti murari interni;
- Tipologia Solaio B non infinitamente rigida ed adeguatamente vincolata alla struttura sismo-resistente;
- Scarso ammorsamento** rilevato tra setti murari di differenti materiali;
- Rilievo di **quadri fessurativi significativi e rilevanti** ai fini della determinazione della vulnerabilità sismica dell'edificio.

Siculiana (AG), 16/04/2019

Dott. Ing. Marco Gallotta

Tecnoindagini Srl



TECNOINDAGINI SRL
Via Monte Sabotino n° 14
20095 Cusano M. (MI)
P.IVA 06383520969