

CLASSIFICAZIONE SISMICA CON MIDAS GEN DI UNA STRUTTURA MONUMENTALE IN MURATURA MODELLATA AL CONTINUO

Progettista: Ing. Michele Romolini – Titolare di Microm Ingegneria (San Sepolcro – AR)

Consulenza software: Ingg. Paolo Sattamino, Ada Zirpoli – Settore Calcolo Strutturale e Geotecnico Harpaceas s.r.l.

1 Introduzione teorico-metodologica alla classificazione sismica

Il Decreto Ministeriale n. 58 del 28 febbraio 2017 stabilisce le linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni e le modalità di attestazione, da parte dei professionisti abilitati, dell'efficacia degli interventi relativi all'adozione di misure antisismiche. Le linee guida forniscono gli strumenti operativi per la classificazione del Rischio Sismico definendo otto classi di rischio (con rischio crescente dalla lettera A+ alla lettera G, Figura 1) e due metodi alternativi per calcolarle.



Figura 1: Classificazione del Rischio Sismico

Il primo metodo è quello semplificato, che si basa su una classificazione tipologica delle costruzioni e che si fonda sulle definizioni della Scala Macrosismica Europea EMS-98. Le linee guida stesse riportano: " ... In ogni caso, l'attribuzione della Classe di Rischio mediante il metodo semplificato è da ritenersi una stima attendibile ma non sempre coerente con la valutazione ottenuta con il metodo convenzionale, che rappresenta, allo stato attuale, il necessario riferimento omogeneo e convenzionale...".

Pertanto, il secondo metodo utilizzabile è il metodo convenzionale che si basa sui metodi di analisi previsti dalle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) correlando gli stati limite a scenari di danneggiamento e quindi ad un costo di riparazione. Tale metodo è concettualmente applicabile a qualsiasi tipologia di costruzione e dipende da due parametri specificati nelle Linee Guida.

Tali parametri sono il PAM (Perdita Annuale Media) che prende in considerazione le perdite economiche associate ai danni agli elementi, strutturali e non, e riferite al costo di ricostruzione (CR) dell'edificio privo del suo contenuto e l'IS-V (Indice di Rischio per l'SLV) che è definito come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che determina il raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (PGA_c – accelerazione di capacità) e la PGA che la norma indica nello specifico sito come riferimento per una nuova costruzione (PGA_D – accelerazione di domanda), più comunemente noto come Indice di Rischio.

Il parametro PAM può essere valutato come l'area sottesa alla curva rappresentante le perdite economiche dirette, in funzione della frequenza media annua di superamento (pari all'inverso del periodo medio di ritorno) degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite per la struttura. Tale curva, rappresentata in Figura 2, in assenza di dati più precisi può essere discretizzata mediante una spezzata. Minore sarà l'area sottesa da tale curva, minore sarà la perdita media annua attesa (PAM).

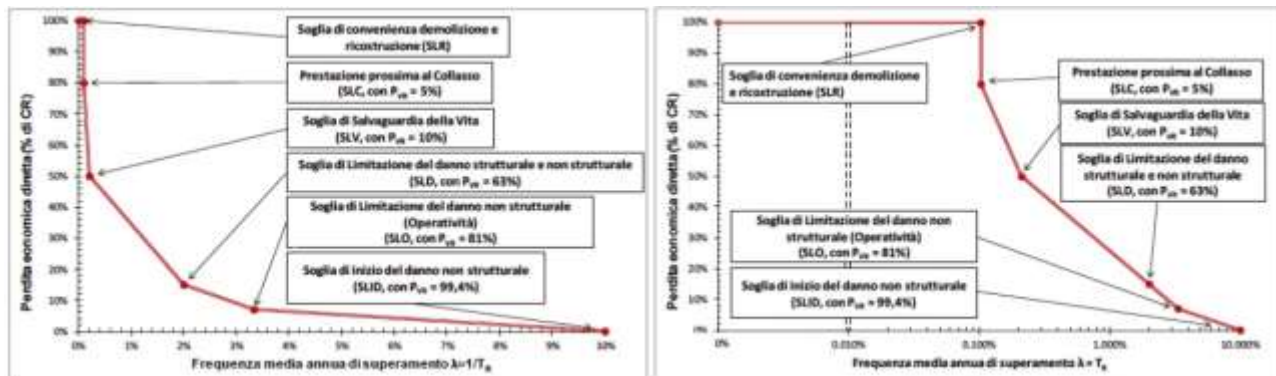


Figura 2: - Andamento della curva che individua il PAM, riferito a una costruzione con vita nominale 50 anni e appartenente alla classe d'uso II. Nell'immagine a destra le ascisse sono in scala logaritmica.

Le linee guida forniscono la formulazione per il calcolo del PAM:

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_{i-1}) - \lambda(SL_i)] * [CR\%(SL_{i-1}) + CR\%(SL_i)]/2 + \lambda(SLC) * CR\%(SLR)$$

ed una tabella riferita alla percentuale di costo di ricostruzione associata al raggiungimento di un determinato Stato Limite, in riferimento a situazioni tipiche di edifici con struttura in c.a. e in muratura per civile abitazione:

Stato Limite	CR(%)
SLR	100%
SLC	80%
SLV	50%
SLD	15%
SLO	7%
SLID	0%

Figura 3: Tabella della percentuale del costo di ricostruzione (RC), associata al raggiungimento di ciascuno stato limite.

con SLR, Stato Limite di Ricostruzione e SLID, Stato Limite di Inizio Danno.

Il parametro PAM può essere correlato ad un ulteriore parametro, definito come Classe PAM:

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
PAM < 0,5%	A ⁺ _{PAM}
0,5% < PAM < 1,0%	A _{PAM}
1,0% < PAM < 1,5%	B _{PAM}

1,5% < PAM < 2,5%	C _{PAM}
2,5% < PAM < 3,5%	D _{PAM}
3,5% < PAM < 4,5%	E _{PAM}
4,5% < PAM < 7,5%	F _{PAM}
7,5% < PAM	G _{PAM}

Figura 4: Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle Perdite medie annue attese.

Il parametro IS-V della struttura è definito come rapporto tra la capacità della struttura e la domanda sismica del sito relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, richiede una valutazione del rischio che ha come operazioni propedeutiche:

- Analisi Storico Critica e Rilievo Geometrico strutturale e del danno;
- Campagna diagnostica dei materiali;
- Modellazioni ed elaborazioni numeriche che possono essere effettuate in campo lineare e non lineare.

Analogamente alla perdita annuale media, è possibile correlare l'indice di rischio (IS-V) alla classe di rischio della struttura:

Indice di Rischio (IS-V)	Classe IS-V
100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
80% < IS-V < 100%	A _{IS-V}
60% < IS-V < 80%	B _{IS-V}
45% < IS-V < 60%	C _{IS-V}
30% < IS-V < 45%	D _{IS-V}
15% < IS-V < 30%	E _{IS-V}
IS-V < 15%	F _{IS-V}

Figura 5: Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Rischio.

A seguito della determinazione dei due parametri la classe di rischio viene identificata come la minima tra la classe relativa al parametro PAM e quella relativa al parametro IS-V.

In data 7 marzo 2017, è stato emanato il D. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 65, contenente alcune correzioni formali del D. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 58 del 28 febbraio 2017.

Qui si inseriscono i due articoli principali per il *SISMAbonus* e la conseguente classificazione:

- Qualora dalla realizzazione degli interventi derivi una riduzione del rischio sismico che determini il passaggio ad una classe di rischio inferiore, la detrazione dall'imposta spetta nella misura del 70 per cento della spesa sostenuta. Ove dall'intervento derivi il passaggio a due classi di rischio inferiori, la detrazione spetta nella misura dell'80 per cento.

- Qualora gli interventi siano realizzati sulle parti comuni di edifici condominiali, le detrazioni dall'imposta spettano, rispettivamente, nella misura del 75 per cento e dell'85 per cento. Le predette detrazioni si applicano su un ammontare delle spese non superiore a euro 96.000 moltiplicato per il numero delle unità immobiliari di ciascun edificio. Per tali interventi, a decorrere dal 1° gennaio 2017, in luogo della detrazione i soggetti beneficiari possono optare per la cessione del corrispondente credito ai fornitori che hanno effettuato gli interventi ovvero ad altri soggetti privati, con la facoltà di successiva cessione del credito, ma comunque non ad Istituti di Credito.

Di fondamentale importanza è la possibilità da parte del committente di avere la facoltà di interrompere l'iter alla classificazione del rischio sismico della costruzione nello stato di fatto, senza dover obbligatoriamente procedere con gli interventi di miglioramento, ed accedere comunque allo sgravio fiscale per le spese fino a quel punto sostenute.

Si riporta di seguito un esempio di struttura in muratura per la quale è stata determinata la classe di rischio attraverso il software Midas Gen.

2 La struttura in esame

Nel presente documento si sintetizzano le analisi e le verifiche svolte per lo studio della classificazione sismica, in accordo alle LL.GG. di cui al paragrafo precedente, del complesso in muratura San Lorenzo (ex Orfanotrofio femminile Schianteschi), ubicato a San Sepolcro (AR).

Attualmente l'edificio è di proprietà privata ed è sede di una RSA (Residenza Sanitaria Assistenziale).



Figura 6: Vista dall'alto del complesso di San Lorenzo.

La struttura ingloba l'antica chiesa medievale di San Lorenzo al cui interno è conservato un dipinto di inestimabile valore del maestro Rosso Fiorentino dal titolo *Il Compianto sul Cristo Deposto*, datato 1528. L'edificio dunque, per le sue caratteristiche storiche e costruttive, è di tipo monumentale e di interesse culturale.



Figura 7: Il compianto sul Cristo deposto, del maestro Rosso Fiorentino, 1528.

Il complesso ha una superficie in pianta di circa 1600 m², si sviluppa su 3 livelli fuori terra ed ha un'altezza totale di circa 13 m. La cubatura complessiva è di circa 20000 m³. La struttura resistente è in muratura.

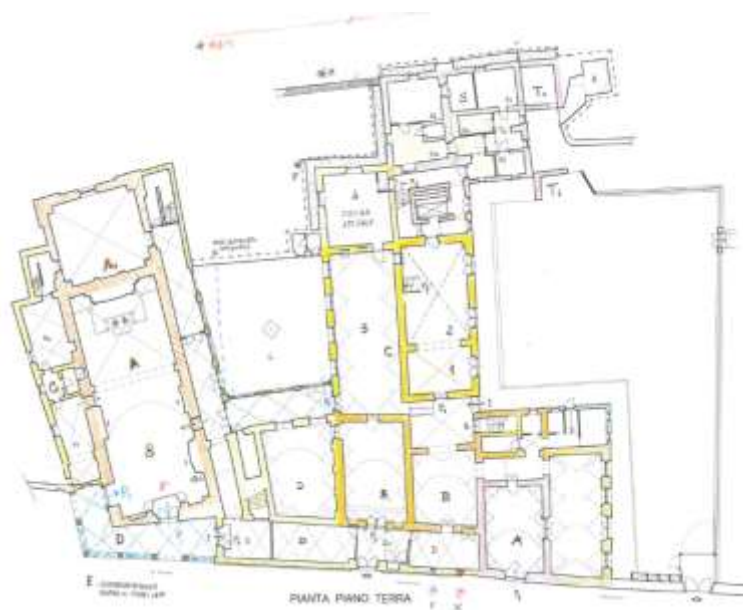


Figura 8: Pianta del piano terra del complesso di San Lorenzo.

Nel presente articolo si procederà col descrivere i passaggi che hanno condotto alla classificazione sismica della sola parte adibita a RSA.

Il complesso è situato all'interno dell'antica cinta muraria della cittadina di San Sepolcro la cui prima classificazione sismica risale al 1962 e, aggiornata negli anni con le varie normative, è ad oggi inserita, in base all'ultima classificazione del 2015, in zona 2 (media-alta sismicità).

Per la costruzione di un modello matematico in grado di cogliere il corretto comportamento meccanico della struttura, di primaria importanza è stata l'acquisizione di tutte le informazioni storiche, dimensionali e di materiale necessarie al raggiungimento di un adeguato livello di conoscenza.

Il percorso di conoscenza è iniziato con l'analisi storico-critica del costruito, di cui è disponibile un articolo dedicato al sito www.harpaceas.it.

La seconda fase del processo di conoscenza è consistita nel rilievo geometrico dimensionale della struttura, con l'identificazione di tutti gli ambienti e delle loro parti interne, il rilievo del sistema delle aperture, il rilievo della geometria di archi e volte. Osservando, ad esempio, le sezioni trasversali (Figura 9 e Figura 10) si può chiaramente rilevare come l'impalcato del piano primo sia caratterizzato dalla presenza di numerose superfici voltate che coprono la quasi totalità dei locali situati al piano terra. Questo è stato uno dei momenti più difficili che il Progettista, lato modellazione, abbia dovuto affrontare.



Figura 9: Prospetto Ovest.



Figura 10: Prospetto Sud.

Non potendo in questa sede per ragioni di spazio descrivere i risultati dell'intera indagine, per la quale si rimanda all'articolo dedicato, si riportano di seguito solo le informazioni utili per l'impostazione del modello di analisi. Ad esempio, si è potuto constatare come le solette di irrigidimento siano sempre state realizzate in spessori insufficienti da poter considerare il solaio rigido nel piano (Figura 11).



Figura 11: Rilievo in situ volto all'accertamento della presenza di impalcato rigido.

Il rilievo dell'edificio è stato completato con l'acquisizione di tutte le informazioni necessarie ad individuare e caratterizzare meccanicamente le sue parti strutturali:

- Classificare le tipologie murarie e le superfici voltate
- Individuare le tipologie e le orditure dei solai di piano, di sottotetto e di copertura
- Valutare il grado di ammassamento verticale tra pareti murarie
- Valutare il grado di ammassamento orizzontale tra pareti murarie e solai
- Valutare il grado di ammassamento tra pareti e superfici voltate
- Classificare le architravature e le strutture ad arco con e senza elementi di annullamento della spinta
- Rilevare le tirantature metalliche
- Rilevare eventuali cordolature poste a livello di piano o di copertura
- Verificare la presenza di solette irrigidenti in cls e rilevarne lo spessore
- Rilevare il quadro fessurativo e l'entità di eventuali deformazioni e/o fenomeni di degrado.

In tutto il complesso si individuano diverse tipologie di coperture voltate: padiglione, botte, crociera, vela (Figura 12).



Figura 12: Volte a padiglione nel refettorio (sinistra); volte a crociera nel corridoio della corte (destra).

Al fine di caratterizzare il comportamento dinamico della struttura e del terreno di fondazione è stata eseguita una campagna di indagini sismiche passive di tipo **HVSR**. Lo scopo delle indagini è stato quello di:

- determinare la frequenza propria di vibrazione del sito di costruzione;
- determinare le frequenze naturali di vibrazione dell'edificio nelle sue direzioni principali;
- verificare il fenomeno della doppia risonanza terreno-edificio;
- confrontare i risultati ottenuti in termini di frequenze di vibrazione con quelli ottenuti dalla modellazione FEM e dare un giudizio di validazione del modello meccanico.

Le indagini sono eseguite con l'ausilio di un sismometro che registra i microtremori derivanti dalle fonti naturali di vibrazione (le maree, il vento, fattori antropici quali in traffico etc.). Sono state eseguite 18 misurazioni distribuite ai piani dell'edificio, allineate verticalmente da piano a piano e orientate lungo le direttrici principali dell'edificio.

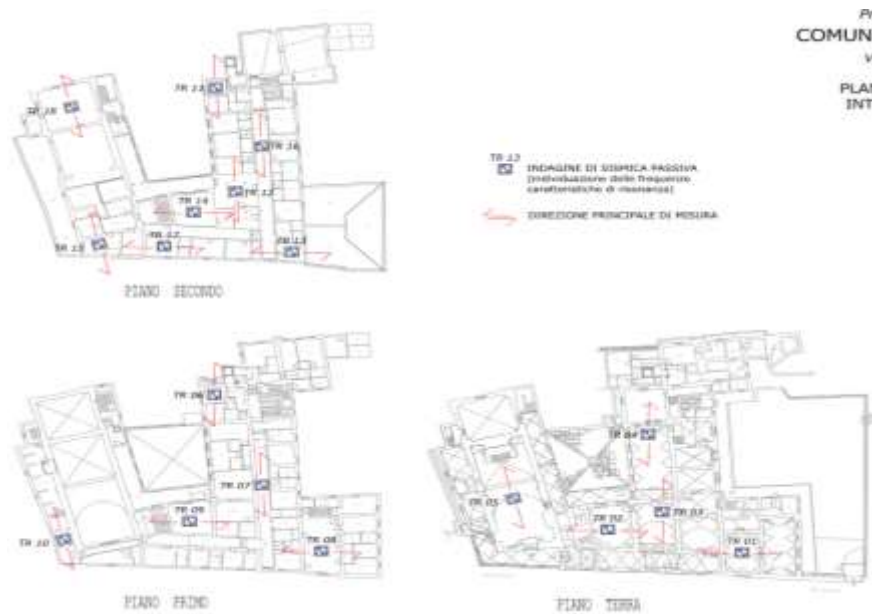


Figura 13: Posizionamento della strumentazione per lo studio delle proprietà vibrazionali della struttura.

Si individua un primo picco di frequenza, con segnale molto forte e di poco superiore ad 1 Hz, che coincide con la frequenza propria di vibrazione del terreno, riscontrata anche con indagine diretta. Un secondo picco di frequenza, con segnale crescente nel passaggio dal piano terra ai piani superiori, è individuato tra 4,5 e 5 Hz e corrisponde alla frequenza di vibrazione naturale della struttura (Figura 14).

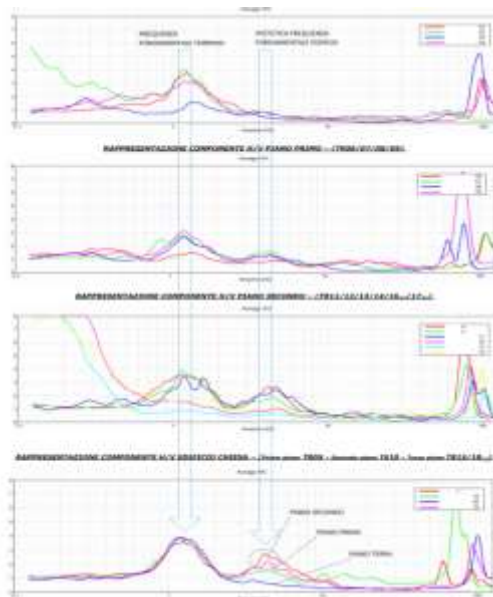


Figura 14: Risultati delle indagini HVSR.

Il calcolo del fattore di confidenza si è ottenuto facendo riferimento alla tabella 4.1 della Direttiva sui beni culturali 02/2011, che lo definisce come la sommatoria di contributi secondari definiti in base al livello di approfondimento conseguito nei diversi aspetti della conoscenza, per un valore finale di 1.18 (Figura 15).

Il fattore di confidenza corrisponde ad un livello di conoscenza LC2 secondo le definizioni del DM 2008.

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifiche diagnostiche delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esauritivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
Proprietà meccaniche dei materiali	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
Terreno e fondazioni	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esauritive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Figura 15: Fattore di confidenza ottenuto come somma dei 4 valori evidenziati.

L'individuazione delle tipologie murarie e la definizione del fattore di confidenza hanno permesso di risalire alle caratteristiche meccaniche delle murature attraverso le indicazioni della tabella C8A.2.1 della

Circolare, assumendo come valori delle resistenze di calcolo e come parametri di elasticità i valori medi riportati nell'intervallo. Le murature individuate, maggiormente ricorrenti, sono la "Muratura a conci sbazzati con paramento di limitato spessore" e la "Muratura di mattoni pieni e malta di calce". Per i coefficienti parziali di sicurezza della muratura si è utilizzato $\gamma_m = 3$ per le verifiche eseguite con analisi lineari in ambito statico e $\gamma_m = 1$ per le verifiche con analisi non lineare in ambito sismico.

Tipologia di muratura:	f_c	f_t	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kNm)
	Mis-max	mis-max	mis-max	mis-max	
Muratura in pietrae disordinata (ciotoli, pietre irregolari e irregolari)	100 180	2,0 3,2	600 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo inteso	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietra a spazio con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (talo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	800 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (su doppio UNI finitura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (per: finitura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (per: finitura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcinizzato o argilla espansa (per: finitura tra 45% e 65%)	170 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcinizzato semipieni (finitura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Figura 16: Tabella C8A.2.1 della Circolare alle NTC 2008.

CARICHI STATICI

- G1 – Permanenti Strutturali
- G2 – Permanenti Non Strutturali
- Q – Azioni Variabili (Tab. 3.1.II NTC 2008):

Cat. B2 - Uffici aperti al Pubblico:	3,00 kN/m ²	→	$\psi_{2i} = 0.3$
Cat. C2 – Scale comuni:	4.00 kN/m ²	→	$\psi_{2i} = 0.6$
Cat. H1 – Sottotetti accessibili:	0.50 kN/m ²	→	$\psi_{2i} = 0.0$
Carico Neve:	1.05 kN/m ²	→	$\psi_{2i} = 0.0$

CARICHI SISMICI

- Vita nominale: $V_N = 50$ anni (opere ordinarie)
- Classe d'uso: Classe III (affollamenti significativi)
- Coefficiente d'uso: $C_u = 1,5$
- Vita di riferimento: $V_R = 1,5 \times 50$ anni = 75 anni
- Tempo di ritorno: $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = 712$ anni
- Categoria di suolo: C
- Categoria topografica: T1

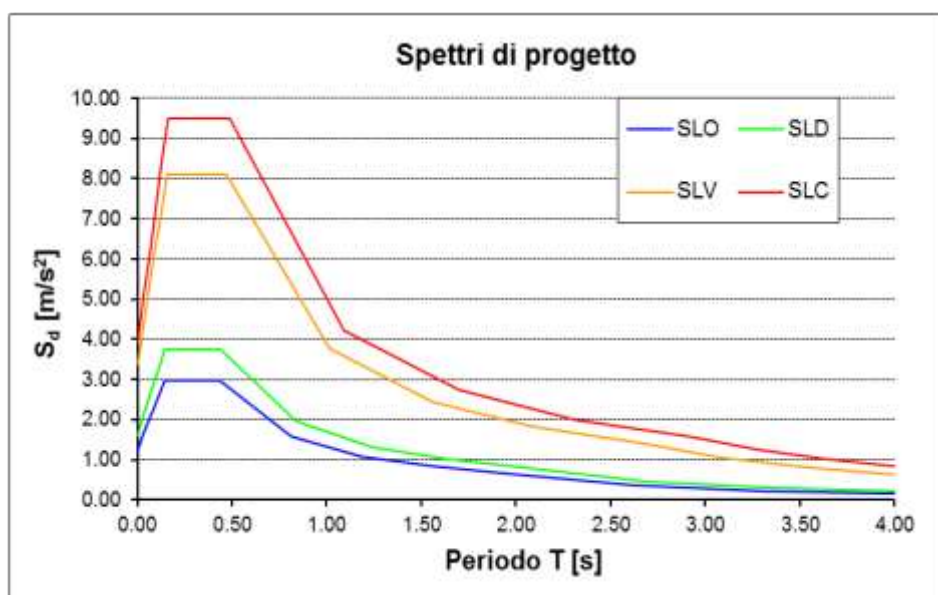


Figura 17: Spettri di progetto.

La valutazione del rischio è stata eseguita facendo riferimento ai soli stati limite ultimi, ed in particolare agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) ed agli stati limite ultimi statici (SLU), analizzando la struttura secondo i due livelli di valutazione previsti dalla Direttiva sui beni culturali del 09/02/2011:

- Livello di valutazione LV2: valutazione su singoli macroelementi svolta con le analisi dei meccanismi locali di collasso;
- Livello di valutazione LV3: valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto eseguita mediante un'analisi statica non-lineare (pushover);

E' stata inoltre eseguita un'analisi statica lineare, i cui risultati, confrontati con speditive valutazioni manuali sono serviti ad accertare la bontà del modello matematico prodotto.

3 Il modello geometrico

Il modello geometrico è stato costruito mediante il modellatore Midas FX+ a partire da uno scheletro unifilare importato in formato *dxf* (Figura 19).

Il modellatore geometrico Midas FX+ rappresenta un ambiente di pre-processing per i software di calcolo Midas Gen e Midas Civil, che esplica maggiormente la sua utilità in presenza di superfici curve o in generale di geometrie solide complesse. Infatti, la possibilità di gestire oggetti geometrici privi di significato matematico (in termini di elementi finiti) permette all'Utente di sfruttare una serie di comandi atti alla loro manipolazione, che non sarebbero utilizzabili direttamente nell'ambiente di calcolo (Figura 18).

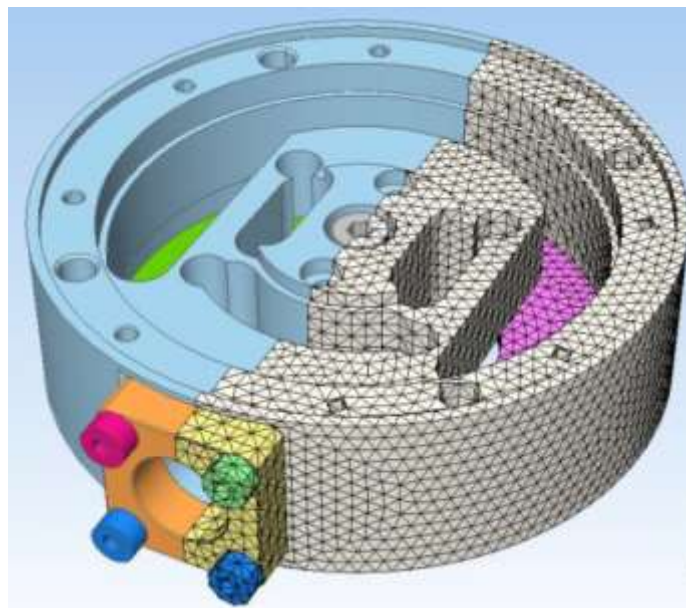


Figura 18: La doppia natura della modellazione in Midas FX+: oggetto geometrico (a sinistra), elementi finiti (a destra).

Preliminarmente, all'interno del software di disegno, si è provveduto a tracciare i contorni del piano medio delle pareti, evidenziando le aperture laddove presenti e ad indicare i punti notevoli dei diversi tipi di volte, in modo che potessero essere ricostruite in Midas FX+.

Dati gli spessori limitati della muratura rispetto alle dimensioni delle pareti, si è preferito procedere con una modellazione ad elementi finiti 2D posizionati nel piano medio della muratura.

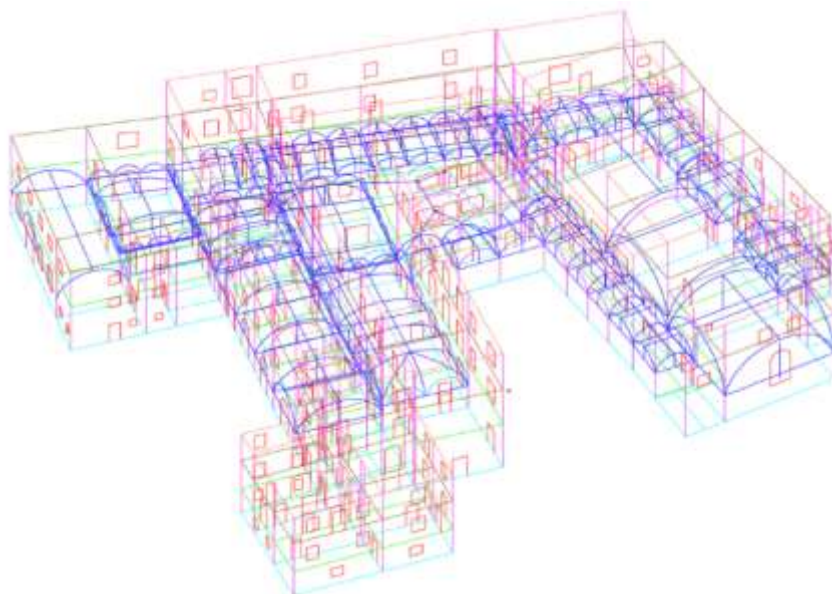


Figura 19: Schema unifilare importato in formato dxf.

Dopo l'importazione, prima di tutto sono state ricostruite le superfici piane costituenti le pareti verticali. Le aperture eventualmente presenti sono state inserite chiedendo al programma di tagliare le pareti per mezzo delle linee di contorno delle aperture. Figura 20 mostra la struttura completa; si vede la sovrapposizione tra superfici e linee di costruzione importate da *dxf*.

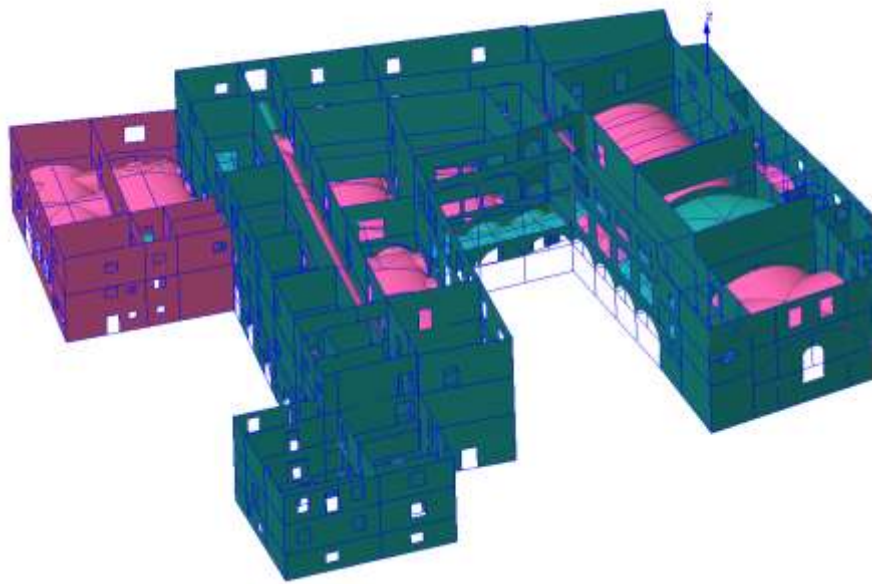


Figura 20: Modello geometrico del complesso di San Lorenzo.

Grazie alle funzionalità di Midas FX+, si è dimostrata agevole anche la modellazione delle diverse tipologie di volte presenti nella struttura in esame (Figura 21).

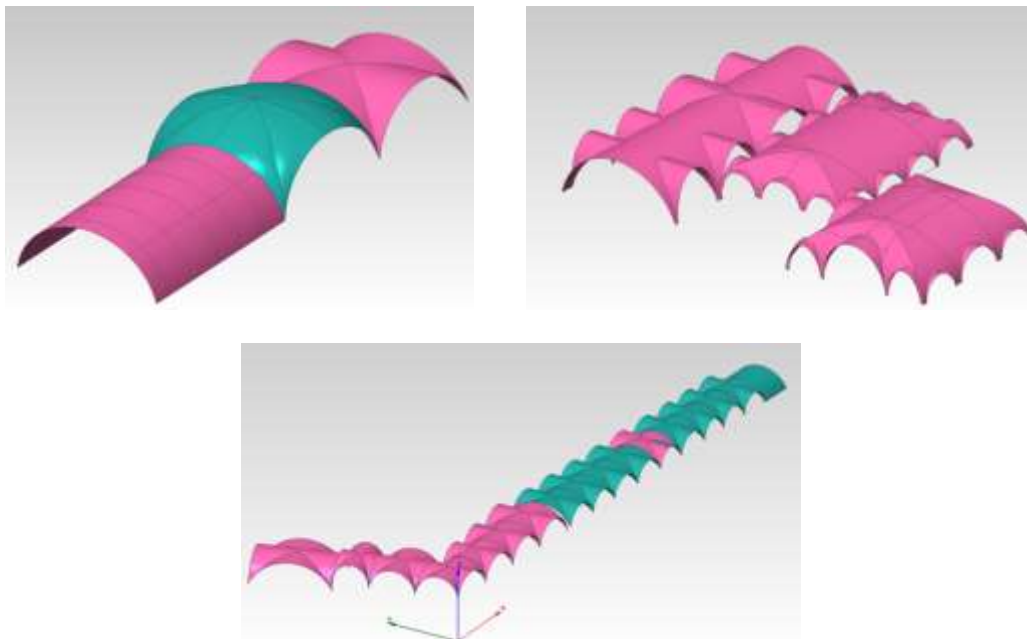


Figura 21: Modellazione delle diverse tipologie di volte: chiesa di San Lorenzo (in alto a sinistra), ambienti dell’RSA (in alto a destra), corridoio adiacente via Santa Croce (in basso).

Due sono le metodologie utilizzate: Bottom-Up e Top-Down. Entrambe sfruttano le relazioni gerarchiche tra gli oggetti. Il metodo Bottom-Up parte dagli oggetti gerarchicamente inferiori (in questo caso linee e punti notevoli) per ricostruire un continuo bidimensionale curvo. Questa operazione è resa possibile prima di tutto grazie al comando *Nurbs*, che permette di costruire superfici curve di grado assegnato a partire da diversi dati di input, quali: *edge* di contorno, *edge* di tangenza, punti di passaggio

interni. Fondamentali sono anche tutti quei comandi che permettono operazioni tra le superfici così create: i comandi *Trim* e *Divide* tra due superfici oppure tra superfici e linee.

Il metodo Top-Down, molto efficace nel caso di intersezioni di volte a botte, sfrutta invece la caratteristica di Midas FX+ di racchiudere in ogni oggetto gerarchicamente superiore le informazioni che descrivono tutti gli oggetti di grado inferiore che lo compongono. Così, un solido ottenuto dalla fusione di due semi-cilindri, può, esplodendolo, trasformarsi in una volta complessa (Figura 22).

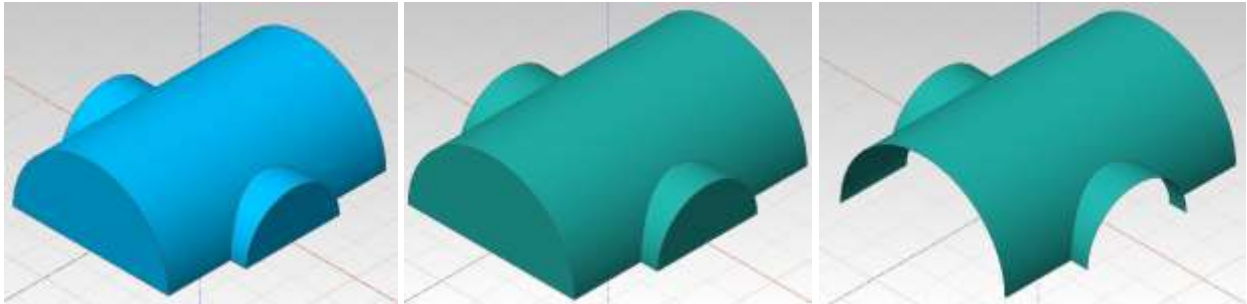


Figura 22: Fasi del metodo Top-Down per la costruzione di volte date dall'intersezione di due volte a botte: solido unico (a sinistra), solido esploso in facce (al centro), risultato finale dopo la cancellazione di alcune facce.

Una volta completate le geometrie, si procede alla loro meshatura automatica. Il risultato in termini di dimensioni e qualità degli elementi finiti grazie al comando *Seed* che permette di assegnare preventivamente la discretizzazione sulle facce o sul contorno in termini di dimensione degli elementi oppure di suddivisione dei domini; la possibilità di scegliere tra 3 diversi algoritmi (Delunay, Loop e Grid), assegnando le tipologie di elementi finiti (a 3 o 4 nodi) ed il grado di raffinamento nelle zone più impervie, consente all'Utente di ottimizzare il suo modello ad elementi finiti (Figura 23).

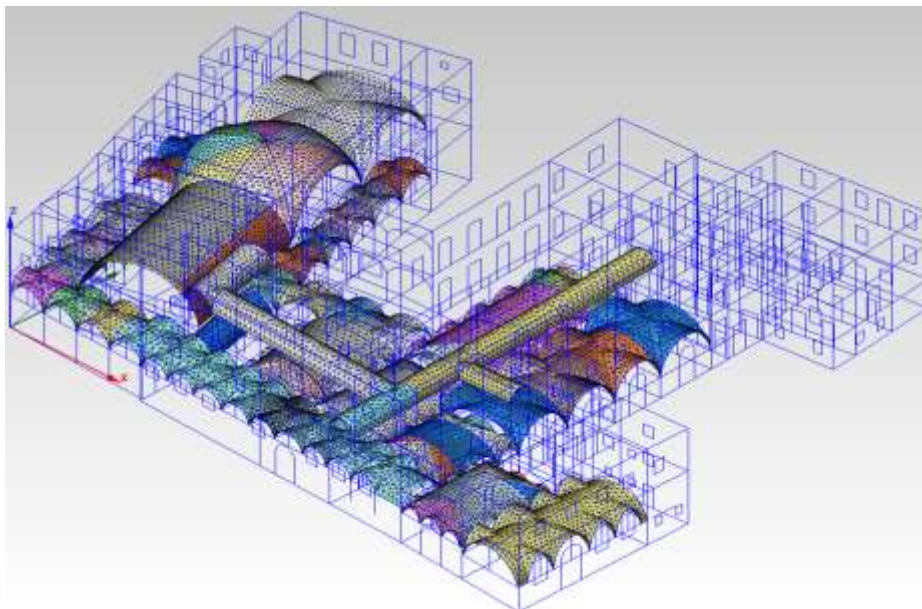


Figura 23: Discretizzazione ad elementi finiti delle coperture voltate.

Successivamente è sempre possibile effettuare un controllo della bontà della discretizzazione per mezzo di appositi comandi che ne sagghiano la congruenza in ogni sua parte, nonché il grado di distorsione degli elementi che la compongono.

Completato il modello, la sola parte ad elementi finiti è pronta per il trasferimento automatico al software di calcolo Midas Gen (Figura 24).

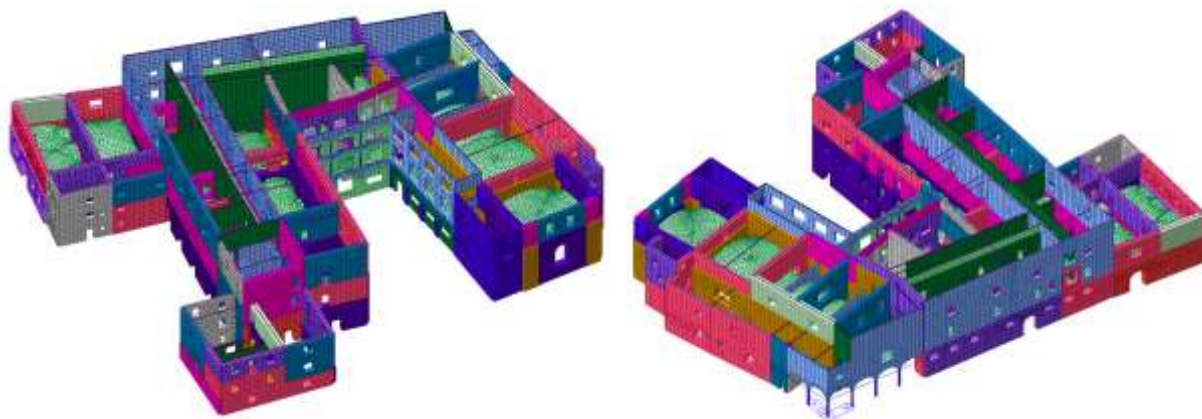


Figura 24: Modello completo ad elementi finiti.

4 Completamento del modello e validazione in campo elastico

In considerazione delle notevoli dimensioni della mesh si è ritenuto opportuno praticare una suddivisione del modello finale in due sotto-modelli distinti (Figura 25). Questo ha consentito di ridurre i tempi di risoluzione delle analisi non lineari, favorire la convergenza del solutore e migliorare la lettura e la gestione dei risultati finali.

Per tenere in conto della reciproca interazione tra le parti, è stata assegnata ai nodi di interfaccia sul modello i una rigidezza traslazionale nelle direzioni X e Y. Per il calcolo delle rigidezze si è applicato un sistema di forze note sui nodi di interfaccia sul modello j e si è andati a valutare lo spostamento dei medesimi nella direzione di applicazione della forza. La rigidezza, data dal rapporto tra la sommatoria delle forze applicate e lo spostamento medio nei nodi, è stata poi applicata sui nodi di interfaccia del modello i . L'operazione contraria è stata compiuta per assegnare le molle al modello j .

Come già anticipato in precedenza, nel presente documento ci soffermiamo sulle analisi condotte sulla parte di struttura adibita a RSA.

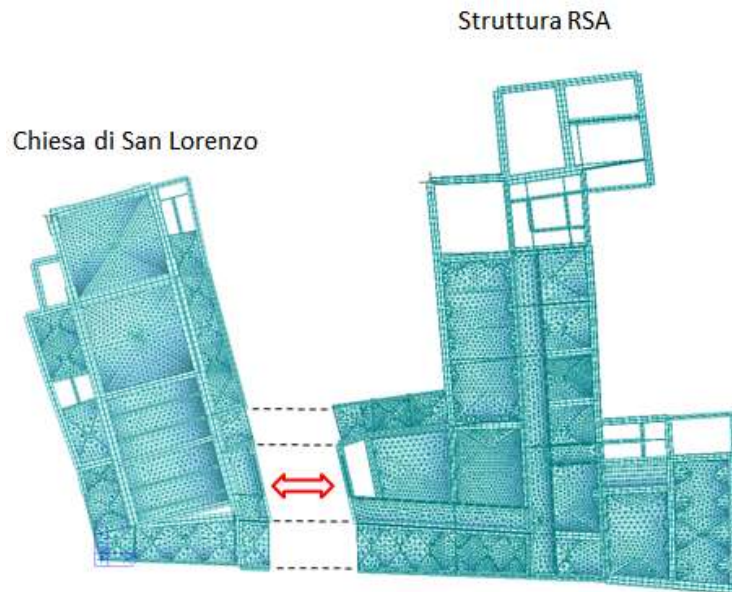


Figura 25: Suddivisione della struttura in esame in due sotto-strutture.

Alla base tutti i nodi sono stati incastrati in modo da non rischiare di sopravvalutare la capacità in spostamento nelle analisi di pushover a causa della presenza di fondazioni su suolo elastico.

Dopo l'applicazione dei carichi verticali descritti al par. 2, prima di tutto si è proceduto alla validazione del modello sulla base dei risultati delle analisi statiche lineari e modali.

La mappa degli sforzi verticali per effetto del peso proprio (Figura 26) ha mostrato un buon risultato con calcoli speditivi manuali.

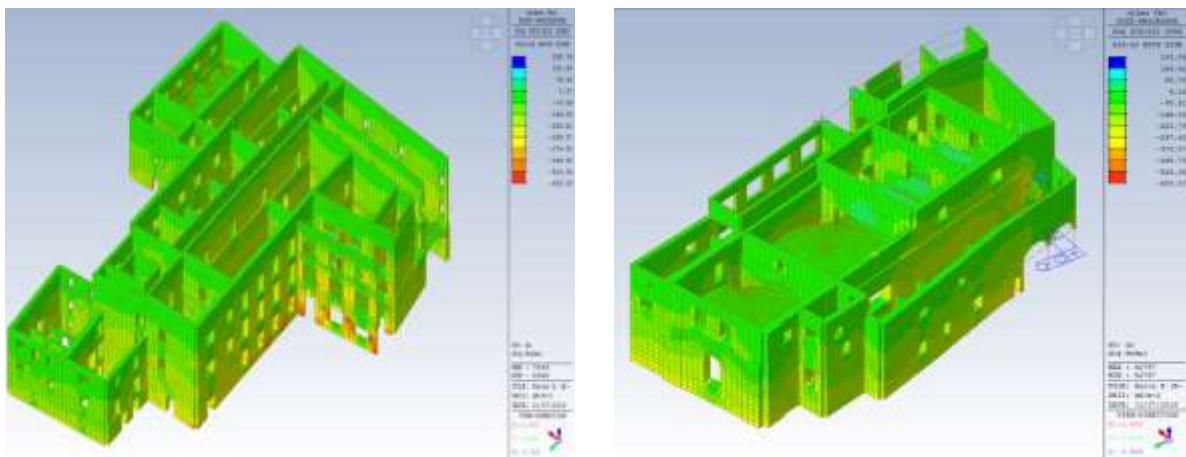


Figura 26: Sforzi verticali per effetto del peso proprio.

Anche i risultati delle analisi modali hanno confermato le aspettative. L'assenza di piani rigidi, soprattutto nella parte alta dell'edificio, determina numerosi modi di vibrare che eccitano localmente singoli gruppi di murature con movimenti fuori del piano (Figura 28). I modi a maggiore partecipazione di massa sono il n. 13 in dir. Y e il n. 14 in dir. X, che eccitano percentuali di massa comprese tra il 33% ed il 40% del totale.

In sintesi si può affermare che la struttura manifesta un ridotto comportamento d'insieme e che le murature dei piani alti presentano uno spiccato comportamento fuori piano. Per queste murature occorrerà effettuare indagini più approfondite con l'analisi dei cinematismi locali di collasso.

Si osserva inoltre in Figura 27 che i modi a maggiore partecipazione di massa, 13 e 14, hanno frequenze di vibrazione di poco superiori ai 5 Hz, dunque pienamente confrontabili con il range di frequenze ottenuto dall'indagine sismica passiva HVSR.

Un altro importante elemento che conferma la validità del modello numerico realizzato con Midas FX+ e analizzato con Midas Gen.

Mode	Mass	UX	UY	UZ	Rot			
EIGENVALUE ANALYSIS								
Mode No.	Frequency (1/SEC)	Frequency (CYC/MSEC)	Period (SEC)	Damping				
1	8.2399	1.2217	0.8188	0.0000e+00	0.0000e+00			
2	10.1855	1.5179	0.6587	0.0000e+00	0.0000e+00			
3	10.9299	1.6384	0.6105	0.0000e+00	0.0000e+00			
4	11.2589	1.7387	0.5750	0.0000e+00	0.0000e+00			
5	11.9863	1.8465	0.5417	0.0000e+00	0.0000e+00			
6	12.1884	1.9348	0.5169	0.0000e+00	0.0000e+00			
7	13.4489	2.1392	0.4675	0.0000e+00	0.0000e+00			
8	15.3530	2.4277	0.4119	0.0000e+00	0.0000e+00			
9	16.7851	2.6613	0.3743	0.0000e+00	0.0000e+00			
10	18.7847	3.1361	0.3189	0.0000e+00	0.0000e+00			
11	24.1884	3.6491	0.2716	0.0000e+00	0.0000e+00			
12	25.9453	3.9281	0.2532	0.0000e+00	0.0000e+00			
13	33.9489	5.2050	0.1921	0.0000e+00	0.0000e+00			
14	34.2182	5.2403	0.1908	0.0000e+00	0.0000e+00			
15	60.0083	8.5504	0.1169	0.0000e+00	0.0000e+00			
16	62.9891	8.9582	0.1104	0.0000e+00	0.0000e+00			
MODAL PARTICIPATION MASS PERCENT								
Mode No.	TRAIL-X MASS(%)	TRAIL-X SUM(%)	TRAIL-Y MASS(%)	TRAIL-Y SUM(%)	TRAIL-Z MASS(%)	TRAIL-Z SUM(%)	ROT-X MASS(%)	ROT-X SUM(%)
1	0.0014	0.0014	0.2463	0.2463	0.0000	0.0000	1.0011	1.0011
2	0.0335	0.0349	0.0012	0.2505	0.0000	0.0000	0.0063	1.0074
3	0.0691	0.0550	0.0003	0.3666	0.0000	0.0000	0.7123	1.7208
4	0.0812	0.0962	0.0008	0.9188	0.0000	0.0000	0.7989	2.5197
5	1.9489	2.0312	0.0064	0.6239	0.0000	0.0000	0.0012	2.6177
6	0.0087	2.0430	0.3816	1.3128	0.0000	0.0000	1.2352	3.8529
7	4.0325	6.0755	0.0230	1.3373	0.0000	0.0000	0.0043	3.8372
8	0.0626	6.1681	0.0008	1.4043	0.0000	0.0000	0.2491	4.1864
9	0.0841	6.2623	0.0101	1.4343	0.0000	0.0000	0.0142	4.2006
10	0.0085	6.3180	1.7343	3.1686	0.0000	0.0000	4.4342	8.6348
11	16.4180	25.7355	0.3576	3.5262	0.0000	0.0000	0.2212	8.8560
12	0.0013	25.7371	10.1274	13.2436	0.0000	0.0000	11.0761	20.7911
13	0.3356	31.0727	41.1267	53.3742	0.0000	0.0000	12.4463	33.2374
14	10.9278	66.0963	0.2389	53.6237	0.0000	0.0000	1.0379	34.2941
15	1.9506	74.4789	16.0789	69.7012	0.0000	0.0000	11.0271	45.3212
16	16.1382	90.6190	0.0511	69.7523	0.0000	0.0000	4.4629	50.2881

Figura 27: Risultati dell'analisi modale in termini di frequenze/periodi e percentuali di massa partecipante.

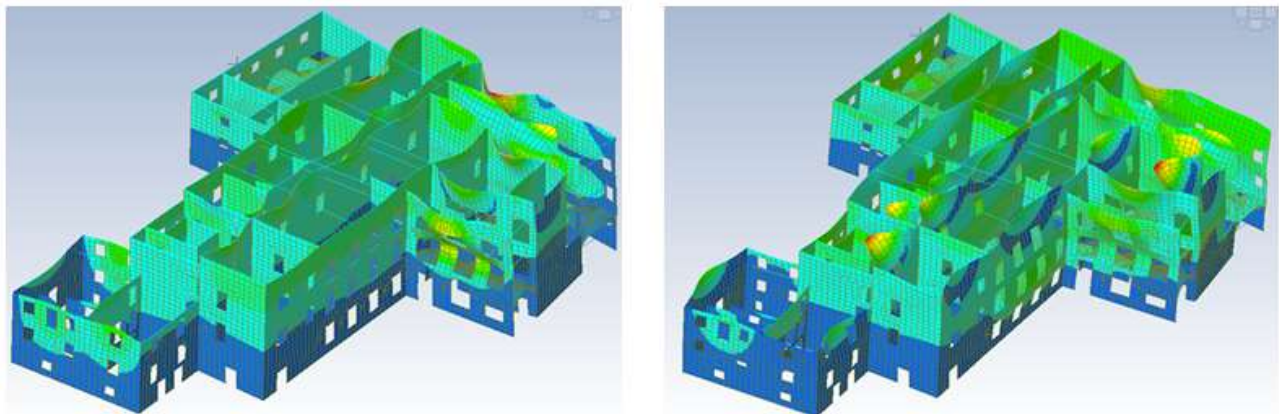


Figura 28: Modo 13 (a sinistra), modo 14 (a destra).

Le analisi modali sono state svolte con l'ausilio dell'algoritmo dei Vettori di Ritz, che, a differenza del più famoso metodo di Lanczos, permette un'estrazione mirata degli autovalori in accordo alle direzioni del sisma; ciò consente di ridurre il numero di autovalori/autovettori estratti, limitando di conseguenza i tempi di attesa. Questo metodo risulta essere estremamente valido nel caso di strutture modellate al continuo, in cui i gradi di libertà sono numerosi a causa della presenza di elementi finiti a 3 e 4 nodi, e nel

caso di strutture in acciaio che, solitamente molto svincolate, manifestano tanti modi locali, provocando una dispersione della massa partecipante.

5 Il legame costitutivo non lineare

In vista delle analisi di pushover è stato scelto il legame costitutivo non lineare Strumas da applicare alla muratura. Questo modello, comunemente indicato col nome di Strumas, è disponibile anche nella versione Base di Midas Gen e nasce da una proposta di G. N. Pande & J. S. Lee del 1994.

Il legame si compone delle seguenti 3 caratteristiche: un motore di omogeneizzazione dei parametri della muratura, una relazione elasto-plastico incrudente con possibilità di simulare perfetta plasticità ed un criterio di rottura basato sulla resistenza a trazione del materiale.

Il legame è univocamente definito una volta inseriti: parametri di deformabilità (modulo di Young e coefficiente di Poisson), parametri di resistenza (resistenza a trazione) e coefficiente di riduzione della rigidezza post-picco per i tre elementi costituenti la muratura (mattoni, giunti orizzontali e giunti verticali) (Figura 29).

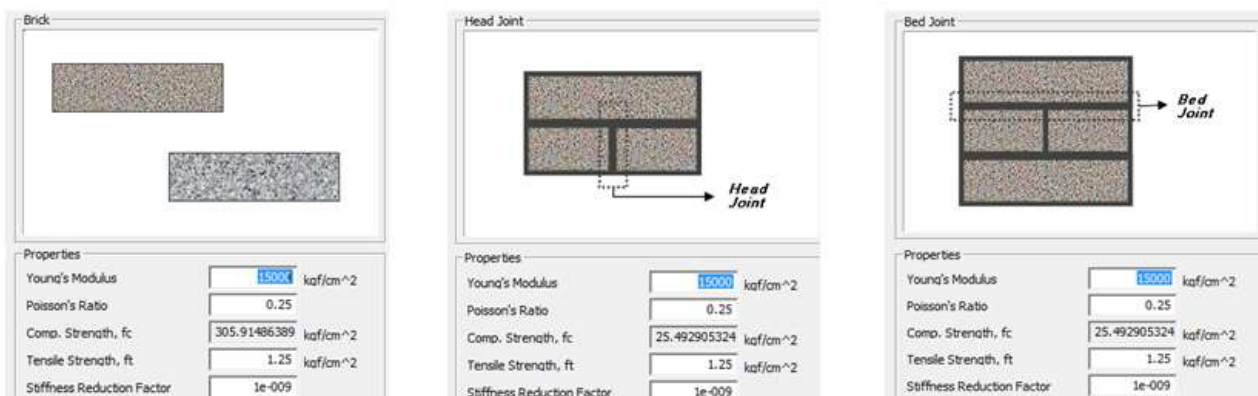


Figura 29: Parametri del legame non lineare Strumas.

Le ipotesi alla base di questo modello sono le seguenti: mattoni e malta perfettamente ed infinitamente congruenti, giunti di malta continui, l'omogeneizzazione viene operata prima tra mattoni e giunti orizzontali.

Le proprietà del materiale così omogeneizzato vengono utilizzate per costruire la matrice di rigidezza del continuo. Dal calcolo ad elementi finiti si ricavano lo stato di sforzo e deformazione del materiale omogeneizzato. Ad ogni step dell'analisi non lineare lo stato di sforzo subisce una sorta di deomogeneizzazione con cui si ricavano gli sforzi nei tre costituenti. Quando lo sforzo principale massimo di trazione supera la resistenza per uno dei tre componenti, il contributo alla rigidezza globale di quel costituente viene abbattuta in accordo allo *Scale Factor* inputato dall'Utente. Allo step successivo si riparte quindi con una matrice di rigidezza differente. Graficamente Midas Gen visualizza una crocetta nei punti di Gauss degli elementi in cui il materiale è uscito dal campo elastico.

La scelta di un criterio di rottura basato sulla resistenza a trazione deriva dall'idea di simulare muratura datata e quindi, presumibilmente, disordinata in cui non è possibile rilevare un unico letto di malta lungo il quale l'intero maschio possa scorrere per effetto dei carichi orizzontali (Figura 30 b). In

questo caso l'esperienza dimostra che si manifestano fessurazioni diagonali, gestite dalla resistenza a trazione del materiale (Figura 30 a).

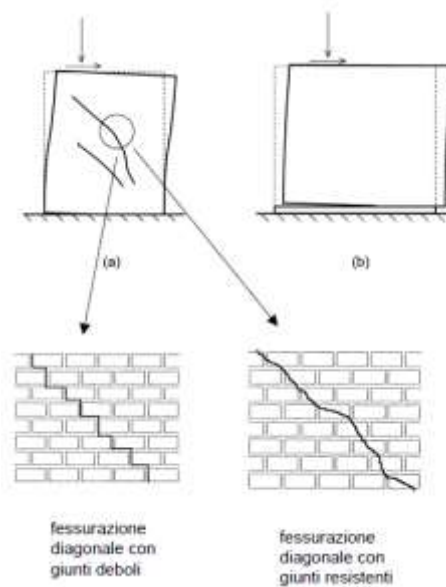


Figura 30: Rottura per fessurazione diagonale della muratura.

6 L'analisi di pushover

L'analisi di push over è stata eseguita applicando i carichi di forze previsti dalle norme DM '08:

- Caricamento Verticale: carichi verticali corrispondenti alla combinazione di carico Quasi Permanente.
- Caricamento Orizzontale: sistema di forze orizzontali da far crescere monotonamente fino al raggiungimento delle condizioni ultime di collasso di una porzione di struttura o della struttura nel suo insieme. Tale sistema di forze è stato ottenuto applicando la distribuzione di carico principale del Gruppo 1 proporzionale alle forze statiche e la distribuzione di carico secondaria del Gruppo 2 proporzionale ad una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (forze proporzionali alle masse).

Sono state eseguite 4 analisi per ogni gruppo di distribuzione di forze, variando la direzione (asse X e asse Y) e il verso di applicazione dei carichi (verso + e verso -). In totale sono state eseguite solo 8 analisi, data l'assenza dei piani rigidi e quindi dei carichi dotati di eccentricità.

Sia la combinazione Quasi Permanente, sia i carichi dei due Gruppi sono stati generati in automatico dal software Midas Gen, così come la sequenza di applicazione.

Ad ogni analisi è stato dedicato un file; il comando di *Batch Analysis* ha permesso l'esecuzione in serie dei diversi file, permettendo all'Utente di analizzare i risultati dei casi di carico già processati mentre gli altri venivano completati.

La possibilità di differenziare il numero di step tra carichi verticali e orizzontali ha permesso un risparmio notevole di tempo.

La possibilità di svolgere le analisi di pushover in controllo di forza ha permesso di studiare la struttura pur se priva di impalcati rigidi.

Le opzioni di controllo del solutore in termini di: numero di step, numero di sotto-iterazioni, tipologia di convergenza e grado di tolleranza hanno permesso di guidare il solutore fino all'esplorazione delle intere curve di capacità.

L'esame delle mappe di danneggiamento al termine del caricamento verticale ha mostrato una buona corrispondenza con le zone effettivamente fessurate, comprovando ancora una volta l'esistenza di una simmetria tra il modello di calcolo e la struttura reale.



Figura 31: Esempio di corrispondenza tra fessurazione rilevata in situ e ottenuta dal modello matematico.

L'assenza di piani rigidi, in particolare nella parte alta dell'edificio, determina fin dai primi step diffuse fessurazioni sulle murature ortogonali alla direzione di caricamento (murature cerchiare di blu in Figura 32). Questo dato è utile a confermare lo spiccato comportamento fuori piano delle murature, la cui analisi andrà approfondita con i meccanismi locali di collasso. Tuttavia, per questo tipo di analisi, il danneggiamento delle strutture ortogonali non è rappresentativo dello stato limite SLV.

Lo stato limite SLV è, invece, individuato dallo step di carico che determina un livello significativo di danneggiamento nella prima parete sollecitata nel piano (parallela alla direzione di applicazione del carico), rappresentata, nel caso analizzato, dalla parete nel riquadro rosso in Figura 32.

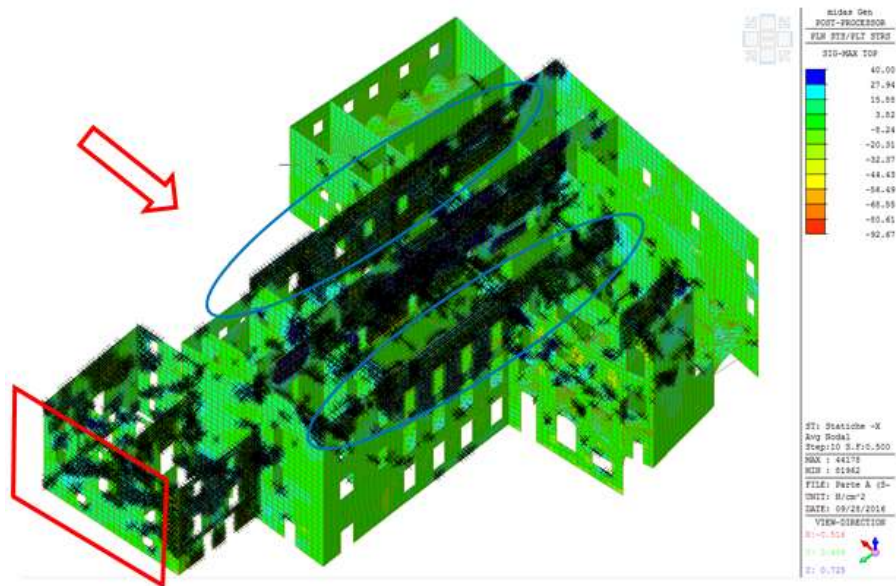


Figura 32: Stato di fessurazione al termine dell'analisi di pushover proporzionale alle forze statiche in direzione $-X$.

Per il livello di valutazione LV3, ottenuto con l'analisi sismica globale dell'edificio, le verifiche non risultano soddisfatte per entrambe le direzioni principali. In particolare, la domanda sismica in termini di spostamento (d_{max}) è sempre maggiore della capacità ultima (d_u) per tutte le distribuzioni di forze del Gruppo 1, proporzionali alle forze statiche (Figura 33), mentre la capacità della struttura è superiore alla domanda sismica, in termini di spostamento, soltanto per la distribuzione di forze secondarie Gruppo 2, proporzionali alle masse nella direzione Y del fabbricato. La direzione di maggiore debolezza è dunque la X.

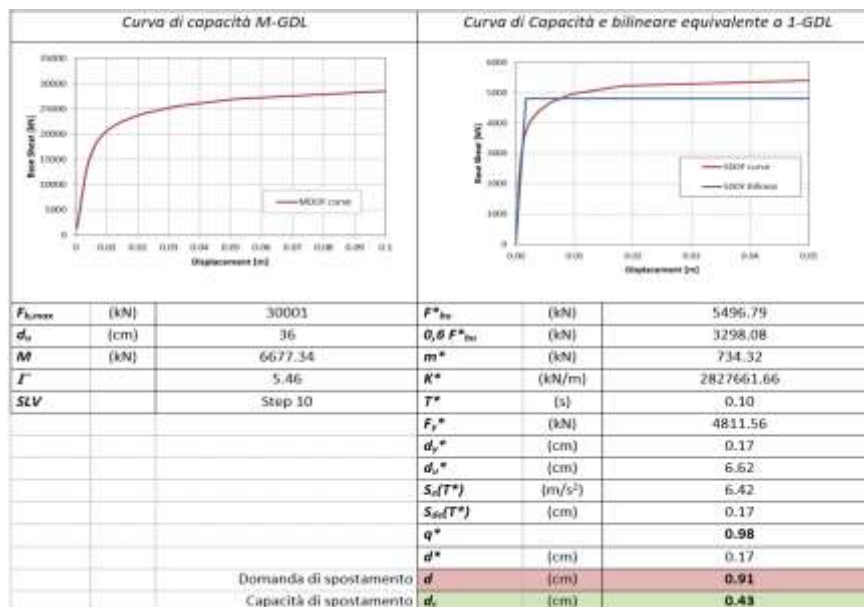


Figura 33: Confronto domanda/capacità in spostamento per il caricamento proporzionale alle forze statiche in direzione $-X$.

7 Calcolo della Classe di Rischio

Per la struttura in esame l'indicatore IS-V, ottenuto mediante un post-processamento dei dati con l'ausilio di un foglio Excel, risulta pari a 0.39, a cui corrisponde una vita di riferimento $V_R = 8$ anni ed una vita nominale V_N di poco superiore a 5 anni (Figura 34).

Struttura RSA

DISTRIBUZIONE	Step SLV	NODO DI CONTROLLO	d_c [mm]	d_s [mm]	PGA (C)	PGA (D)	T_{RC} [anni]	$T_{R,C}$ [anni]	IR [PGA]	IR [T _a]
Gruppo 1										
Statiche +X	11	57623	6.3	22.0	1.06	2.55	73	712	0.41	0.39
Statiche -X	11	57624	6.0	20.1	1.08	2.55	76	712	0.42	0.40
Statiche +Y	12	55403	4.3	9.09	1.57	2.55	186	712	0.61	0.57
Statiche -Y	13	60966	4.5	10.3	1.90	2.55	309	712	0.74	0.71
Gruppo 2										
Masse +X	9	56565	3.70	5.67	1.67	2.55	238	712	0.65	0.63
Masse -X	9	56565	3.60	6.01	1.53	2.55	175	712	0.59	0.56
Masse +Y	8	60966	3.70	2.90	3.28	2.55	1516	712	1.28	1.36
Masse -Y	12	62512	4.80	3.90	3.11	2.55	1282	712	1.21	1.27

Figura 34: Valutazione dell'indice IS-V per la struttura in esame.

Nel livello di valutazione LV2 è stata eseguita la verifica per cinematismi locali di collasso delle murature perimetrali dell'edificio in ambito lineare, che, in generale, conduce a risultati maggiormente conservativi rispetto al metodo dell'analisi non lineare. I pannelli murari sono stati verificati per meccanismi di: ribaltamento semplice ad 1 e più piani, flessione per cinematismi ad 1 piano, flessione per cinematismi a 2 e più piani, per ognuno dei meccanismi locali di collasso è stata determinata la PGAc di capacità, il tempo di ritorno di capacità $T_{R,C}$ ed i relativi indicatori di rischio.

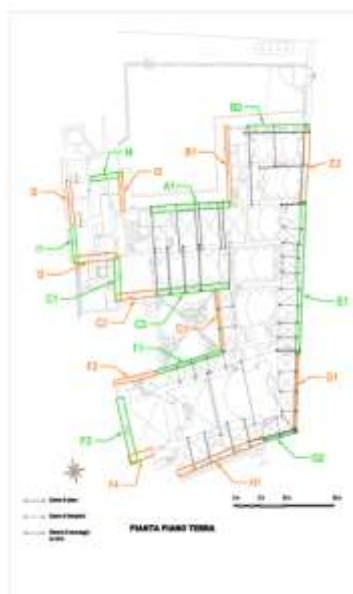


Figura 35: Cinematismi locali analizzati per il piano terra.

Nella maggior parte dei casi, le crisi si verificano per cinematismi di flessione con cerniere di rottura tra primo e secondo piano e tra secondo e terzo piano, e per cinematismi di ribaltamento delle pareti dell'ultimo piano. Nel primo caso i meccanismi di rottura si verificano per la mancanza di efficaci sistemi di

connessione tra i piani orizzontali e le pareti verticali (cordoli, spinottature, tiranti), nel secondo caso si verificano a causa del ridotto spessore murario all'ultimo piano e per la poca presenza di elementi di trattenuta a livello del piano di sottotetto.

$(M_u/M_{Rd})_{crit}$ (%75)	Numero di piani N	Riduzione semplice parete monolitica			Flessione verticale parete monolitica, cinesamato a 1 piano			Flessione verticale parete monolitica, cinesamato a 2 piani		Flessione verticale parete monolitica, cinesamato a 3 piani	
		N piano	(N-1) piano	(N-2) piano	piano 0	piano 1	piano 2	piano 0-1	piano 1-2	piano 0-1-2	%
A1	3	1.200	1.200	0.931	1.200	1.200	1.066	1.200	1.113	1.200	0.723
B1	3	1.200	1.200	0.931	1.200	1.200	0.745	1.099	1.041	1.200	1.436
B2	2	1.200	1.200	0.931	1.200	1.200	1.220	1.560	1.560	1.200	1.436
C1	2	1.232	1.316	0.821	1.200	0.629	0.629	0.660	0.660	1.200	1.436
C2	3	1.200	1.200	0.931	1.200	1.200	1.104	1.200	0.934	1.200	0.750
C3	3	1.200	1.200	0.931	1.200	1.200	0.647	0.647	0.647	1.200	1.500
D1	3	1.200	1.200	0.931	1.200	1.350	0.472	0.472	0.504	1.200	0.500
E1	3	1.200	1.200	0.836	1.200	1.542	0.405	0.405	0.407	1.200	0.500
E2	2	1.200	1.200	0.931	1.200	0.560	0.560	0.560	0.560	1.200	1.500
F1	3	1.200	1.200	0.836	1.200	1.352	0.400	0.400	0.405	1.200	1.250
F2	3	1.200	1.200	0.907	1.200	1.200	1.207	1.207	0.407	0.471	1.250
F3	2	1.317	0.977	0.977	1.200	1.026	1.026	1.026	1.026	1.200	1.250
F4	2	1.200	0.976	0.976	1.200	1.027	1.027	1.027	1.027	1.200	1.250
G1	3	1.200	1.200	1.300	0.905	0.906	0.944	1.049	1.049	1.200	0.733
G2	2	1.200	1.200	0.836	1.300	0.442	0.442	0.472	0.472	1.200	0.733
H1	2	1.200	1.200	0.836	1.471	1.017	1.017	1.017	1.017	1.200	1.436
I1	3	1.479	0.434	1.300	1.200	1.080	1.080	1.080	0.303	1.200	1.436
I2	3	1.200	1.200	1.384	1.200	1.131	0.743	0.743	1.017	1.017	1.500
L1	2	1.380	0.437	0.878	1.200	1.032	1.032	1.032	1.032	1.200	1.436
L4	3	1.200	1.200	0.878	1.200	1.037	0.901	0.901	1.017	1.017	1.436
L8	3	1.200	1.200	1.327	1.200	0.841	0.439	0.439	1.017	1.017	1.531

Figura 36: Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti dall'analisi dei cinematismi locali di collasso.

L'indicatore IS-V della struttura per livello di valutazione LV2 è risultato pari a: 0.38. Ad esso corrisponde una vita di riferimento VR = 7.2 anni ed una vita nominale VN di circa 5 anni.

Segue che l'indice di rischio per la vita IS-V globale della struttura risulta pari a 0.38, tale valore è il minore tra quello calcolato a seguito dell'analisi pushover e quello ottenuto dall'analisi dei cinematismi locali di collasso.

Come si può osservare in Figura 37, tratta dalle "Linee guida per la classificazione del rischio sismico", a un Indicatore di Rischio di 0.38, 38%, corrisponde una Classe IS-V di tipo D_{IS-V}

Indice di Sicurezza (IS-V)	Classe IS-V
100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
80% < IS-V ≤ 100%	A _{IS-V}
60% < IS-V ≤ 80%	B _{IS-V}
45% < IS-V ≤ 60%	C _{IS-V}
30% < IS-V ≤ 45%	D _{IS-V}
15% < IS-V ≤ 30%	E _{IS-V}
IS-V ≤ 15%	F _{IS-V}

Figura 37: Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Rischio.

Si procede determinando i valori delle frequenze medie annue di superamento, λ, riferite ai diversi stati limite necessari per la valutazione della Perdita Attesa Media annua, il PAM, e quindi della Classe PAM.

Si possono trovare tutti i valori di frequenza relativi ai diversi stati limite utilizzando le relazioni presenti nelle Linee Guida e conoscendo solamente il periodo di ritorno di capacità, T_{RC}, riferiti allo:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita $T_{rc} = 73$ anni
- Stato Limite di Danno $T_{rc} = 39$ anni

Le frequenze medie annue di superamento riferite ai diversi stati limite sono riportate di seguito:

	λ [#]	CR [%]
SLR	0.00%	100%
SLC	0.70%	80%
SLV	1.40%	50%
SLD	2.60%	15%
SLO	4.30%	7%
SLID	10.00%	0%

Figura 38: Coppie di punti (λ , RC) riferiti ai diversi stati limite.

Si hanno ora tutti i parametri necessari per valutare il PAM, ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti (λ , RC) per ciascuno degli stati limite sopra indicati, che risulta pari al 1,9%.

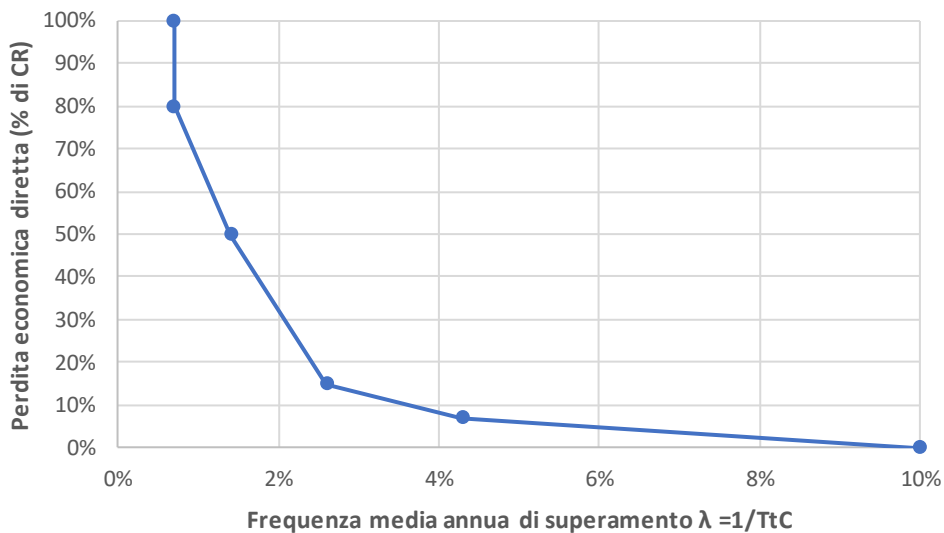


Figura 39: Andamento della curva che individua il PAM per la struttura in esame.

A una Perdita Media Annuata attesa (PAM) di 1,90% corrisponde una Classe PAM C_{PAM} , come si evince dalla Figura 40 tratta dalle linee guida.

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,5\%$	A^+_{PAM}
$0,5\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% < PAM$	G_{PAM}

Figura 40: Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione delle perdite medie annue attese.

La Classe di Rischio della costruzione risulta essere la D in quanto è la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V.