

 UNIONE EUROPEA		
 REPUBBLICA ITALIANA	REGIONE CALABRIA DIPARTIMENTO 6 Infrastrutture - Lavori Pubblici - Mobilità SETTORE 5 Lavori Pubblici	COMUNE CROPALATI Via Roma n.86 87060 Cropalati (CS) Tel. 0983.61064-Fax 0983.61877 www.comune.cropalati.cs.it

MANIFESTAZIONE DI INTERESSE PER LA CONCESSIONE DI CONTRIBUTI FINALIZZATI ALLA ESECUZIONE DI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO O, EVENTUALMENTE, DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEGLI EDIFICI DI INTERESSE SCOLASTICI

(D.G.R.N 427 DEL 10 NOVEMBRE 2016)

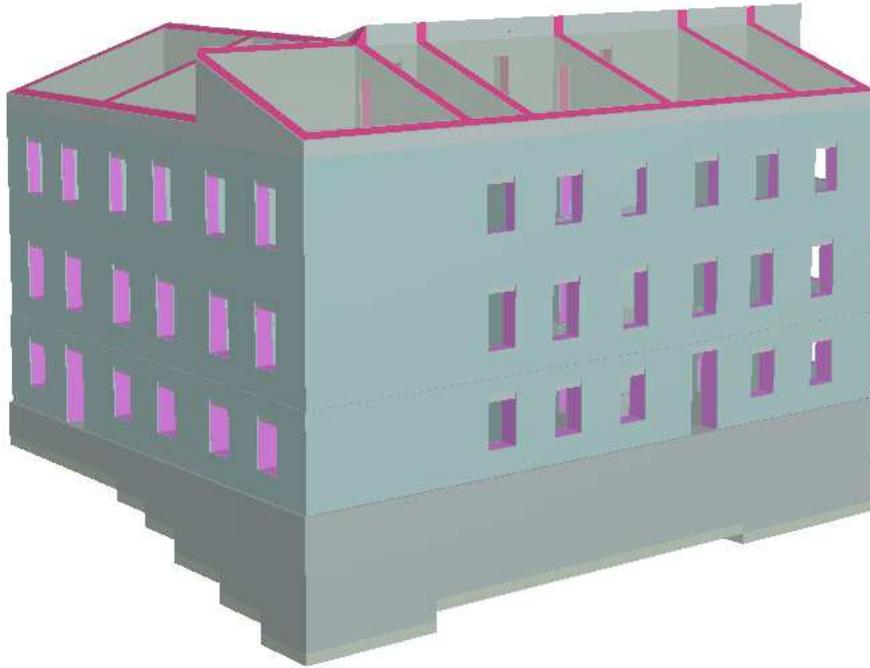
PROGETTO ESECUTIVO

"ADEGUAMENTO SISMICO EDIFICIO SCUOLA ELEMENTARE/MATERNA"

TAVOLA STR.05	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO</p>
--------------------------	---

	Timbro e Firma
COMMITTENTE: Amministrazione Comunale di Cropalati RESP. DEL PROCEDIMENTO: Ing. Andrea CALIO'	
PROGETTISTA E C.S.P.: Ing. Alberto BOCCUTI DIRETTORE DEI LAVORI E C.S.E.: Ing. Vincenzo FORCINITI ESPERTO DEL PROTOCOLLO ITACA: Ing. Immacolata FONTANA	

Relazione di Calcolo



Premessa

La presente relazione riporta i risultati delle analisi strutturali di confronto ante e post operam relativo all'intervento di Adeguamento Sismico della Scuola Elementare/Materna sita in Piazza Amantea nel Comune di Cropalati.

L'edificio in oggetto è a struttura muraria composto da 3 piani in elevazione e soprastante copertura oltre la fondazione. I risultati sono riportati così come ottenuti dal tecnico responsabile dei calcoli con l'uso del programma Por 2000 della Newsoft s.a.s. di Cosenza, programma specifico per l'analisi e la verifica di edifici multipiano in muratura. Il programma Newsoft Por 2000 è diffuso su tutto il territorio nazionale ed è assistito dalla ditta produttrice. Il responsabile dei calcoli ne è licenziatario registrato.

Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura è stata condotta in accordo alle seguenti norme tecniche:

- Legge n.1086 del 05/11/1971: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge n.64 del 02/02/74: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. del 14/01/2008: Allegato A alle norme tecniche per le costruzioni: pericolosità sismica. Allegato B alle norme tecniche per le costruzioni: tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.
- D.M. del 17/01/2018: Norme tecniche per le costruzioni (2018).
- C.M. n.7 del 19/01/2019: Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Descrizione dell'opera



L'edificio che ospita la Scuola Elementare di Cropalati in Provincia di Cosenza, oggetto del presente lavoro, è ubicato in Piazza Amantea.

Esso è composto da tre piani e soprastante copertura e nello specifico Piano Seminterrato, Piano Terra, Piano Primo e Piano sottotetto (Copertura).

Sotto il profilo planimetrico, il complesso scolastico, ha una forma per lo più regolare.

E' stata dimensionata e realizzata in muratura portante negli anni '60 secondo la normativa vigente all'epoca della fase di progettazione di origine e di cui sono stati reperiti tutti gli elaborati progettuali incluse le prove di collaudo eseguite.

La struttura dell'edificio è in muratura portante con solai di calpestio in latero cemento e poggia su fondazioni continue in conglomerato cementizio di dimensioni 1,00 mt di larghezza e altezza variabile.

Dall'estradosso delle opere di fondazione spiccano i muri portanti in pietrame listato bene ammorsati tra di loro e collegati al piano di posa dei solai mediante cordoli di coronamento in c.a..

Il solaio di copertura è costituito da travi IPE e laterizi con sovrastante manto in pannelli coibentati grecati.

L'edificio è destinato ad accogliere locali necessari allo svolgimento di attività didattiche proprie di un edificio scolastico.

La superficie coperta lorda della costruzione è di circa mq. 493,19 per piano con volume totale di circa mc. 7000 ed altezza media interna di circa 3.30m.

Il rilievo visivo delle murature e delle armature delle travi presenti su alcuni elementi strutturali non evidenzia segni di degrado.

Non sono presenti costruzioni limitrofe a distanza ravvicinata ed il contesto geologico-geotecnico presenta sabbie addensate ed arenarie molto solide affioranti anche vicino all'area in oggetto.

La muratura portante è in pietrame con ricorsi e listature e presenta spessori variabili da 75cm a 45cm con buona connessione negli angoli e cordoli di interpiano.

Per quanto riguarda il modello di calcolo la geometria è stata ottenuta mediante rilievo di dettaglio, i valori meccanici mediante le opportune prove ed indagini descritte nelle specifiche tavole a corredo del progetto.

Analisi dei carichi

I solai interpiano sono in laterocemento con travetti in calcestruzzo armato e pignatte di alleggerimento e sono stati computati con un peso proprio di 330 Kg/m² con sovraccarico permanente di 150 Kg/m² a seguito di analisi dei carichi di seguito riportata ed arrotondata per eccesso a vantaggio di sicurezza:

Peso proprio solaio interpiano

Componenti	h(m)	L(m)	g(kN/m ³)	P(kN/m ²)	P(kg/m ²)
Travetti	0.2	0.2	25	1.000	101.98
Pignatte	0.2	0.8	6	0.960	97.90
Soletta	0.05	1	25	1.250	127.47
				3.21	327.35

Sovraccarichi permanenti

Componenti	h(m)	L(m)	g(kN/m ³)	P(kN/m ²)	P(kg/m ²)
Massetto	0.06	1	15	0.900	91.78
Pavimento	0.015	1	16	0.240	24.47
Intonaco	0.02	1	14	0.280	28.55
				1.42	144.81

Il sovraccarico accidentale, legato alla destinazione d'uso specifica, è stato posto pari a 3,00kN/m² come da Tab. 3.1.II delle NTC 2018 per aree destinate ad utilizzo scolastico e per 4,00 kN/m² per scale e ballatoi.

Per quanto riguarda il solaio di copertura, oltre al peso proprio computato pari a 220 Kg/m² ed al sovraccarico permanente computato pari a 60Kg/m², a seguito di analisi dei carichi (vento, neve, etc.) è stato computato un sovraccarico variabile di tipo neve pari a 200 Kg/m². Tutti i valori riportati derivano da analisi dei carichi di seguito riportata e sono stati arrotondati per eccesso a vantaggio di sicurezza.

Peso proprio solaio copertura

Componenti	h(m)	L(m)	g(kN/m ³)	P(kN/m ²)	P(kg/m ²)
Travetti in metallo	0.14	0.015	78.5	0.165	16.81
Tavelloni in laterizio	0.06	0.98	6	0.353	35.98
Cls alleggerito	0.06	1	14	0.840	85.66
Soletta	0.03	1	25	0.750	76.48
				2.11	214.93

Sovraccarichi permanenti copertura

Componenti	h(m)	L(m)	g(kN/m ³)	P(kN/m ²)	P(kg/m ²)
Impermeabilizzazione	0.005	1	8	0.040	4.08
Pannello coibentato	0.06	1	4	0.240	24.47
Impianti FTV	0.05	1	6	0.300	30.59
				0.58	59.15

Per quanto concerne i carichi permanenti non strutturali relativi ai tamponamenti, laddove incidenti sulle travi o sulle murature portanti sono stati computati in base al loro effettivo carico mentre per quanto riguarda i tamponamenti divisorii presenti unicamente nella zona relativa ai servizi igienici gli stessi sono stati valutati ai sensi del Cap 3.1.3 delle NTC 2018.

A seguito di analisi dei carichi di seguito riportata, e data la presenza di efficaci armature di ripartizione nei solai sono stati considerati come uniformemente ripartiti e pari a 2,00 kN/m² a vantaggio di sicurezza essendo gli stessi con G2 < 4,00 kN/m.

Peso tamponamenti

Componenti	h(m)	L(m)	g(kN/m ³)	P(kN/m)	P(kg/m)
Tramezze in laterizio	3.6	0.06	11	2.376	242.30
Intonaci	3.6	0.02	12	0.864	88.11
				3.24	330.41

Per quanto riguarda le azioni variabili sulla struttura ai sensi del Cap. 3 - Par. 3.3 e 3.4 sono state valutate le azioni generate da neve e vento ed a vantaggio di sicurezza è stato computato un carico accidentale in copertura di 200 Kg/m².

Zona Neve = III

Periodo di ritorno, Tr = 75 anni

$$C_{tr} = [(1 - v (61/2 / \pi) \ln[-\ln(1-1/Tr) + 0.57722]) / (1 + 2.5923v)] = 1.07$$

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = qsk Ce Ctr = 0,87 kN/mq

Copertura a due falde:

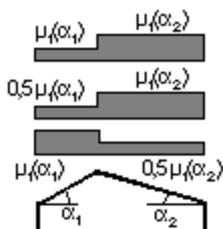
Angolo di inclinazione della falda $\alpha_1 = 20,0^\circ$

$$\mu_1(\alpha_1) = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 0,70 \text{ kN/mq}$$

Angolo di inclinazione della falda $\alpha_2 = 20,0^\circ$

$$\mu_1(\alpha_2) = 0,80 \Rightarrow Q_2 = 0,70 \text{ kN/mq}$$

Schema di carico:



Zona vento = 3

Velocità base della zona, Vb.o = 27 m/s (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, Ao = 500 m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, As = 370 m

Velocità di riferimento, Vb = 27,00 m/s (Vb = Vb.o per As ≤ Ao)

Periodo di ritorno, Tr = 75 anni

$$C_r = 0,75 (1 - 0,2 \ln(-\ln(1-1/Tr)))^{1/2.023} \text{ anni}$$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, Vr = Vb Cr = 27,63 m/s

Classe di rugosità del terreno: B
[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Esposizione: Cat. III - Entroterra fino a 30 km dal mare
($K_r = 0,20$; $Z_0 = 0,10$ m; $Z_{min} = 5$ m)
Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 0,48$ kN/mq

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$
Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$
Coefficiente di esposizione, $C_e = 2,38$
Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$
Altezza dell'edificio, $h = 14,50$ m
Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 1,14$ kN/mq

Quadro complessivo delle verifiche eseguite

Sono eseguite tutte le verifiche richieste dalle Ntc18 per le costruzioni in muratura in assenza e in presenza di sisma, utilizzando il metodo degli stati limite.

La sicurezza sotto azione sismica è stata determinata con analisi statica non lineare, eseguita in accordo con le disposizioni contenute nelle Ntc18 e tenendo presenti le indicazioni fornite nelle relative istruzioni per l'applicazione, con riferimento agli stati limite di operatività (Slo), di danno (Sld), di salvaguardia vita (Slv).

Il quadro complessivo delle verifiche svolte è il seguente:

- Verifica della snellezza dei setti.
- Verifica della eccentricità massima trasversale.
- Verifica eccentricità massima longitudinale.
- Verifica a taglio per azioni non sismiche.
- Verifica a pressoflessione trasversale per azioni non sismiche.
- Verifica a pressoflessione longitudinale per azioni non sismiche.
- Verifica a pressoflessione trasversale per azioni sismiche.
- Verifica pushover dello stato limite di operatività.
- Verifica pushover dello stato limite di danno.
- Verifica pushover dello stato limite di salvaguardia vita.
- Verifica del terreno di fondazione.
- Verifica a ribaltamento.
- Verifica dei collegamenti.

I carichi verticali sono stati computati mediante un cumulo progressivo degli scarichi dei solai ai piani, dei pesi propri delle murature, tenendo conto dell'influenza dei disassamenti prodotti da riseghe di spessore, dei meccanismi di trasmissione degli scarichi in corrispondenza delle aperture ed infine dei sovra sforzi generati dal sisma.

Nella valutazione degli sforzi normali si è tenuto conto dell'azione non contemporanea dei carichi accidentali riducendo il carico accidentale gravante ai piani sovrastanti; si è assunto un fattore riduttivo del 0% per il piano immediatamente sovrastante a quello considerato e del 15% per i piani superiori.

Le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

Statica locale: rappresentativa della combinazione di stato limite ultimo per le verifiche locali in assenza di sisma a pressoflessione trasversale, pressoflessione e taglio longitudinale, a ribaltamento;

Statica fondazioni: rappresentativa della combinazione di stato limite ultimo per le verifiche sul terreno di fondazione in assenza di sisma;

Sismica locale: rappresentativa della combinazione di stato limite ultimo per le verifiche locali in presenza di sisma a pressoflessione trasversale e a ribaltamento;

Sismica fondazioni: rappresentativa della combinazione di stato limite ultimo per le verifiche sul terreno di fondazione in presenza di sisma;

Sismica pushover: rappresentativa della combinazione dei carichi statici considerata nell'analisi sismica pushover, nella quale le azioni statiche così determinate sono mantenute costanti e si esegue un processo di carico incrementale sull'azione sismica, nel corso del quale si controllano le condizioni che determinano il raggiungimento degli stati limite di interesse.

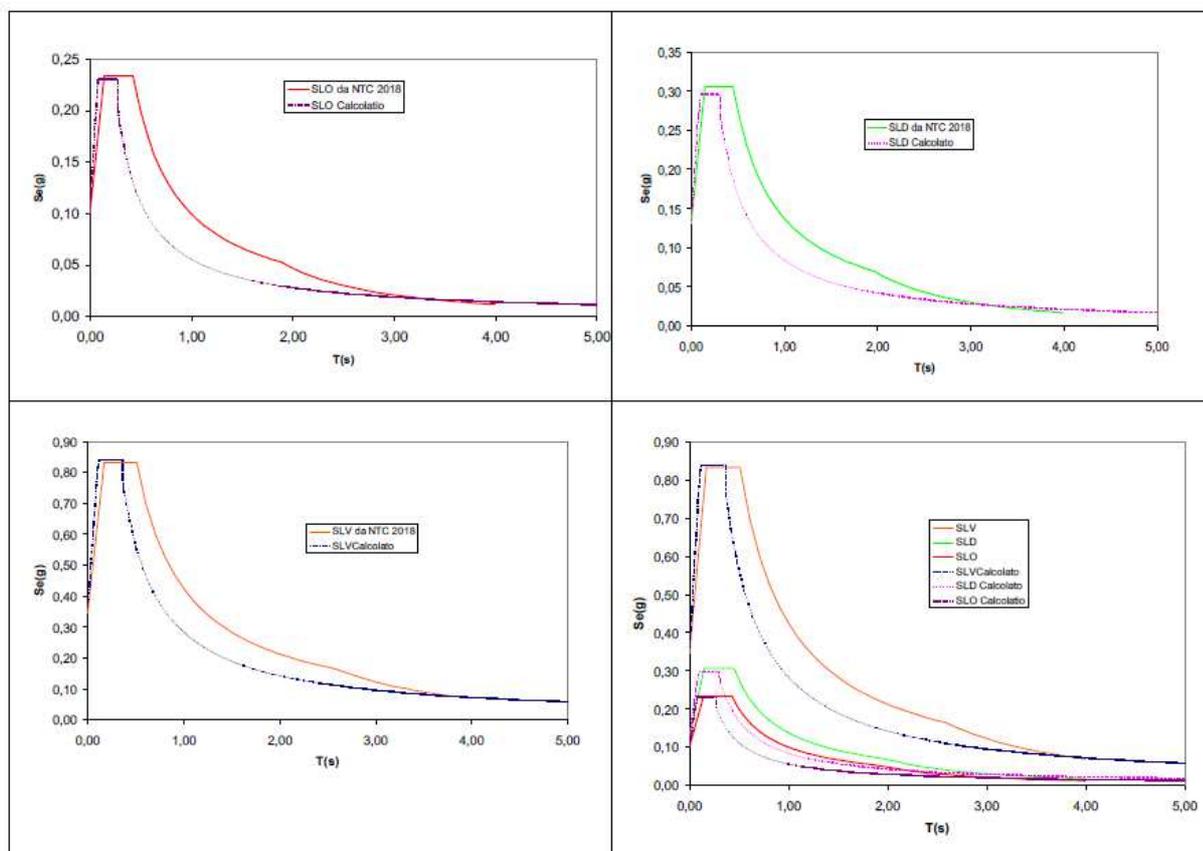
Gli involuppi delle azioni sono eseguiti combinando linearmente le azioni di carico, mediante fattori di involuppo assunti in valore minimo e in valore massimo. In particolare i fattori di involuppo per una particolare azione si ottengono come prodotto fra un fattore riduttivo ψ dipendente dal tipo di azione e un fattore γ dipendente dalla combinazione e dal tipo di azione considerata (permanente, variabile, sismica) e per il quale sono previsti valori minimo e massimo, da considerare in maniera indipendente.

Con tali regole di involuppo si determinano i valori estremi di variabilità (minimo-massimo) delle grandezze involuppate e per entrambi tali valori vengono eseguite le verifiche.

Nel seguente tabulato i fattori ψ e γ utilizzati sono riportati rispettivamente nelle tabelle delle Azioni di carico e delle Combinazioni di carico.

In accordo con le disposizioni della normativa, per le costruzioni in muratura non sono richieste verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio, quando siano soddisfatte le verifiche per gli stati limite ultimi.

Parametri sismici del sito



In funzione della classe d'uso dell'edificio ed a seguito di analisi di risposta sismica specifica effettuata dal Geol. Maria Lucia Carbone riportata nella relazione specialistica allegata, essendo gli spettri sismici di normativa non sempre più restrittivi rispetto a quelli calcolati con analisi specifica per i diversi stati limite, sono stati adoperati i parametri ricavati da analisi specifica .

Sono stati considerati i seguenti stati limite di verifica, per i quali la normativa fissa l'azione sismica con una data probabilità di superamento, in un periodo di riferimento dipendente dal tipo e dalla classe d'uso della costruzione:

- Slo: Stato limite di Operatività sismica (probabilità di superamento 81%)
- Sld: Stato limite di Danno sismico (probabilità di superamento 63%)
- Slv: Stato limite di Salvaguardia della vita (probabilità di superamento 10%)

Per ciascuno degli stati limite indicati sono stati valutati i periodi di ritorno dell'azione sismica, tenendo conto della probabilità di superamento prescritta dalla norma e ricavando il periodo di riferimento per l'azione sismica in base al tipo di costruzione e alla classe d'uso.

In funzione dei periodi di ritorno e delle coordinate geografiche del sito, si valutano infine i parametri di pericolosità sismica per gli stati limite di interesse, estrapolando i valori dalle tabelle allegata alla normativa.

In particolare, le coordinate geografiche del sito sono: latitudine 39.516°, longitudine 16.727°.

Il tipo di costruzione è ordinario, la classe d'uso è la III (importante) e la muratura prevalente è di tipo ordinaria.

Le caratteristiche del suolo di fondazione corrispondono alla categoria stratigrafica B e alla categoria topografica T3.

Si valuta per l'edificio una vita nominale di 50 anni e un periodo di riferimento per l'azione sismica di 75 anni e si adoperano i parametri ricavati da analisi specifica redatta dal Geol. Maria Lucia Carbone.

Per lo stato limite di Operatività sismica (Slo) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 45
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,070
- Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,334
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,306

Per lo stato limite di Danno sismico (Sld) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 75
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,091
- Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,342
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,326

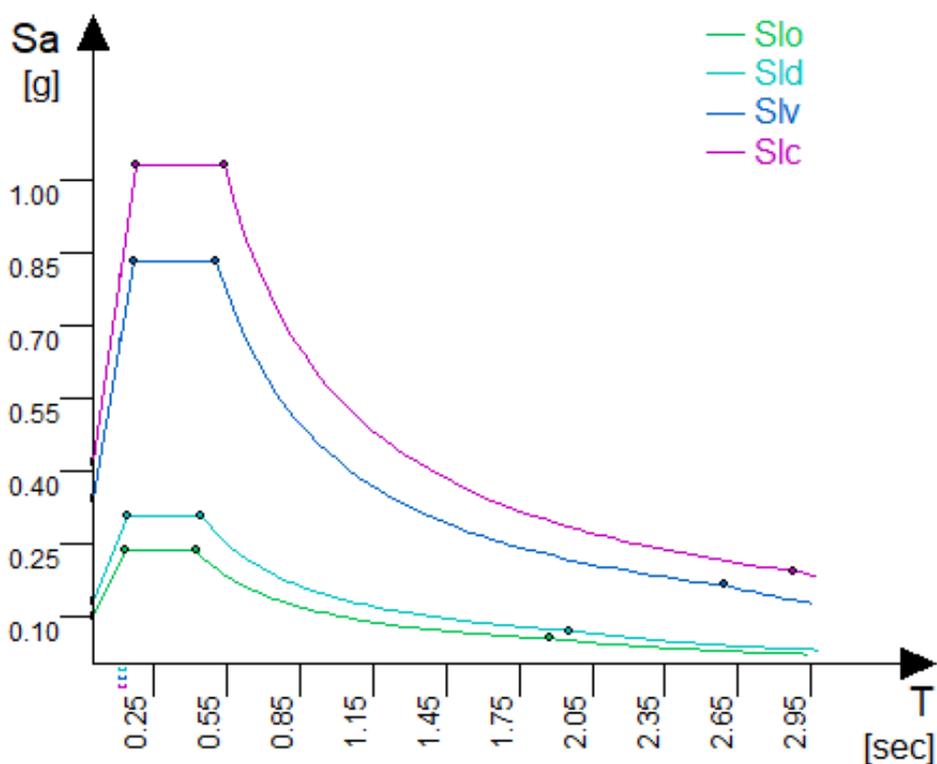
Per lo stato limite di Salvaguardia della vita (Slv) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 712
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,247
- Fattore di amplificazione max per spettro orizzontale: 2,415
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,382

In base ai parametri di pericolosità sismica sono stati definiti gli spettri sismici di progetto per la componente orizzontale e verticale in corrispondenza degli stati limite di interesse.

E' stato adoperato un fattore di comportamento, il quale nella presente analisi viene utilizzato solo per le verifiche locali, pari a 2.38 calcolato considerando la struttura portante in muratura ordinaria e la non regolarità in altezza del fabbricato.

La definizione completa degli spettri di risposta è riportata nell'omonima tabella nella sezione dei risultati globali di analisi, nel fascicolo dei calcoli.



Modellazione e verifica sismica

Il modello strutturale dell'edificio assume come ipotesi di base che i maschi murari abbiano un comportamento tipo shear-type, ovvero abbiano rotazioni al piede e in testa impedito e che il loro spostamento in pianta sia descrivibile come roto-traslazione rigida.

La prima ipotesi è generalmente accettabile ai fini tecnici quando sussiste fra le pareti un sufficiente grado di ammassamento tale da garantire un comportamento scatolare dell'insieme. In queste condizioni infatti, la presenza dei muri trasversali limita notevolmente la rotazione delle sezioni terminali delle murature, rendendo plausibile l'ipotesi di rotazioni impedito al piede e in testa. Inoltre, nel caso di setti adiacenti ad aperture, la deformabilità del collegamento può essere messa in conto, come in effetti si fa nel programma, attraverso un appropriato trattamento del nodo a dimensione finita.

Per quanto riguarda la seconda ipotesi, questa non discende dalla presenza di solai di piano sufficientemente rigidi da impedire la deformazione in pianta della struttura, in quanto nel caso specifico delle murature la rigidità dei solai, anche se realizzati in laterocemento, resta pur sempre bassa se comparata a quella della muratura portante, ma discende anch'essa dal comportamento scatolare dell'edificio. Se i muri sono validamente ammassati negli incroci, la pianta di un edificio murario può essere assimilata ad una sezione pluriconnessa e quindi manifesta una forte rigidità torsionale, anche in assenza di solai.

In questo contesto, la risposta ad una spinta orizzontale lungo un setto non produce effetti solo locali, ma porta ad una collaborazione dell'insieme dei setti, che si manifesta con una roto-traslazione dell'insieme e pertanto gli spostamenti in pianta risultano tali da poter essere descritti con buona approssimazione tramite un moto rigido del solaio.

La validità di entrambe le ipotesi resta ovviamente legata ad un pieno ammorsamento agli incroci murari e ad una corretta realizzazione delle aperture, requisiti essenziali piuttosto comuni nelle costruzioni murarie. In tal caso le ipotesi forniscono un buon compromesso fra semplicità di analisi ed accuratezza di modellazione e sono accettabili ai fini tecnici, specie se si considera anche il livello delle approssimazioni coinvolte negli altri aspetti della modellazione (identificazione dei parametri elastici e di resistenza delle murature, valutazione dello stato di degrado ed altro).

Si può anche osservare che, all'estremo opposto, una modellazione apparentemente più sofisticata, che veda pareti separate trattate come strutture intelaiate, porterebbe a trascurare del tutto gli effetti legati alla rigidità torsionale della cassa muraria, con ciò perdendo l'aspetto forse più importante del comportamento della struttura.

L'analisi sismica è eseguita in campo statico non lineare, secondo una strategia incrementale push-over, considerando due diverse distribuzioni delle forze sismiche: una distribuzione lineare sull'altezza e una distribuzione proporzionale alle masse di piano, e facendo variare l'angolo di incidenza del sisma da 0 a 360 gradi secondo una scansione predefinita, tale da campionare in modo esauriente la risposta strutturale sotto sisma.

Inoltre, è stata eseguita una analisi dinamica modale in campo lineare, per determinare i modi di vibrazione dell'edificio e per valutare quindi le percentuali di massa eccitata sui singoli modi di vibrare, prodotte da ogni scansione sismica considerata nell'analisi statica non lineare, variabili in direzione e nella distribuzione delle forze sull'altezza.

Nel caso in esame, è stata adottata una scansione di incidenza sismica di 45 gradi. Sono state quindi eseguite analisi per 8 direzioni sismiche, ripetute per due diverse distribuzioni di forze sull'altezza.

Nell'ambito di una singola analisi si segue una tecnica incrementale che consiste nell'aumentare gradualmente il carico sismico e di controllare, in ogni passo di carico, il livello tensionale e deformativo raggiunto nei maschi.

La soluzione incrementale è ottenuta imponendo l'equilibrio tra il tagliante di piano, quale risultante delle forze sismiche cumulate sino al piano considerato, e la risultante degli sforzi di taglio destandesi in ciascun maschio, ottenuti in funzione dello scorrimento di interpiano e del legame elasto-plastico ad essi associato. In particolare, il contributo dei maschi è limitato dalle resistenze ultime a taglio e a pressoflessione longitudinale e si annulla quando lo spostamento raggiunge il corrispondente valore ultimo. Il tipo di crisi sarà da presso-flessione o da taglio, in funzione dei rapporti di rigidità e di resistenza fra le due risposte. Quando ciò avviene, il maschio è dichiarato collassato e non dà più alcun contributo nei passi di carico successivi. Nel corso del processo vengono registrati in continuo i valori raggiunti per il tagliante sismico e lo spostamento orizzontale di riferimento, in modo da costruire per ogni direzione sismica la curva di equilibrio forze-spostamenti. L'analisi si conclude quando si raggiunge lo stato limite di collasso, definito dalle condizioni indicate nella normativa.

Nella analisi pushover condotta intervengono i valori di resistenza e di duttilità dei maschi murari. I valori resistenti sono relativi alla risposta a taglio e a pressoflessione dei maschi e si ottengono in base alle caratteristiche meccaniche delle murature tenendo conto dell'effetto riduttivo del fattore di confidenza. I valori limiti di calcolo della duttilità si ottengono dai valori assegnati al tipo muratura, in base alle indicazioni di normativa, che definiscono i valori per lo stato limite di danno e per gli stati limiti ultimi di collasso a taglio e a pressoflessione longitudinale.

Per tener conto inoltre di possibili effetti sfavorevoli all'estrinsecarsi della duttilità, ad esempio dovuti a fenomeni di localizzazione delle deformazioni o alla presenza di un danneggiamento già esistente, si applica a vantaggio di statica un ulteriore fattore di sicurezza sulle duttilità limiti pari a 1.56.

Lo stato limite di operatività è raggiunto quando il primo maschio murario raggiunge uno spostamento orizzontale relativo pari ad una aliquota ridotta di $2/3$ del valore limite di danno (duttilità limite di operatività).

Lo stato limite di danno è raggiunto quando il primo maschio murario raggiunge uno spostamento orizzontale relativo pari al valore limite prefissato per tale evenienza (duttilità limite di danno).

Lo stato limite di salvaguardia vita è raggiunto quando, per effetto della progressiva eliminazione dei maschi murari arrivati a collasso (quelli cioè con spostamenti relativi maggiori della duttilità ultima a taglio o a flessione), la forza resistente manifesta una riduzione pari al 15% del valore massimo raggiunto.

La verifica di sicurezza nei confronti degli stati limite sismici S_{lo} , S_{ld} , S_{lv} viene effettuata controllando che per ogni direzione sismica la capacità di spostamento, valutata mediante l'analisi non lineare pushover, sia maggiore della domanda di spostamento che si ottiene costruendo il sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà, valutandone il periodo proprio in base alla rigidezza elastica secante e ricavando lo spostamento richiesto dallo spettro elastico corrispondente allo stato limite di verifica, eventualmente amplificato con un fattore di correlazione fra sistema elastico e sistema anelastico.

Si controlla, inoltre, che il fattore di struttura $q = f_e / f_y$ del sistema bilineare equivalente, valutato come rapporto fra il taglio alla base ottenuto dallo spettro elastico e il taglio resistente, non ecceda il valore limite 4.0 per gli stati limite sopra menzionati.

Il risultato delle verifiche viene quindi riportato in maniera equivalente in termini di P_{ga} , ovvero in accelerazione di picco al suolo, normalizzata alla categoria A (roccia). In particolare si valuta la capacità di P_{ga} (accelerazione al suolo che produce il raggiungimento di un particolare stato limite) e la domanda di P_{ga} (accelerazione al suolo fissata dalla normativa). Il fattore di sicurezza è quindi espresso come rapporto di P_{ga} fra il valore di capacità e il valore di domanda.

Come già indicato in precedenza, l'analisi sismica globale contiene implicitamente le verifiche a pressoflessione longitudinale e a taglio. Le verifiche a pressoflessione e a ribaltamento fuori piano vengono invece eseguite separatamente in quanto la valutazione delle forze equivalenti indicate dalla normativa richiede la conoscenza di alcuni parametri meccanici, come il periodo proprio della struttura nella direzione di verifica, disponibili come risultato a conclusione dell'analisi globale. In questi casi si fa riferimento a modellazioni locali che tengono conto del grado di ammorsamento fra muratura e solaio, per effetto dei cordoli e dei tiranti presenti.

Precisazioni sul codice di calcolo utilizzato per l'analisi

Si forniscono di seguito le ulteriori indicazioni richieste dal punto 10.2 delle Norme tecniche. L'analisi è stata condotta utilizzando il codice di calcolo Por 2000, versione 11.12, di cui lo scrivente è licenziatario registrato.

Il programma Por 2000 è un codice di calcolo specifico per l'analisi e la verifica di strutture multipiano in muratura, che consente una modellazione tridimensionale della struttura, basata sui criteri esposti sinteticamente nei paragrafi precedenti.

Il programma è prodotto dalla Newsoft sas, operante sul territorio nazionale e specificamente indirizzata alla produzione di software per l'ingegneria civile. La casa produttrice cura direttamente il servizio di assistenza tecnica e rende disponibili sul suo sito Internet manuali operativi e documentazioni tecniche complete relativi a casi di prova, liberamente scaricabili, che consentono un controllo ed un riscontro sull'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo.

Lo scrivente ha avuto modo di valutare, in base ad uno studio della documentazione fornita ed all'esame dei risultati ottenuti su strutture test significative, la robustezza ed affidabilità del codice utilizzato, di cui fa proprie le ipotesi di base e le modalità operative, che ritiene adeguate al contesto di utilizzo.

Lo scrivente fa inoltre propri i risultati forniti dal codice ed inseriti nella presente relazione di calcolo, che ha avuto modo di controllare sia attraverso le restituzioni sintetiche tabellari e grafiche ed i filtri di autodiagnostica offerti dal codice, sia mediante riscontri di massima eseguiti a campione sui risultati delle analisi.

Ulteriori informazioni sulla Società produttrice possono ricavarsi dal sito ufficiale <http://www.newsoft-eng.it>.

Informazioni dettagliate sul codice Por 2000, comprendenti le ipotesi base utilizzate e le modalità operative, sono descritte nella pagina web <http://www.newsoft-eng.it/Por2000.htm>.

Il manuale operativo ed una serie di strutture test, utilizzabili per un controllo sulla accuratezza dei risultati, sono liberamente scaricabili dagli indirizzi web http://www.newsoft-eng.it/Down_Manuali.htm e <http://www.newsoft-eng.it/TestsPor2000.htm>.

Risultati dei calcoli – Stato ante intervento

La modellazione della struttura allo stato ante-intervento ha evidenziato criticità della struttura sia per quanto riguarda le verifiche in condizioni statiche sia per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche. In particolare non vengono raggiunti i criteri di sicurezza stabiliti dalle attuali norme tecniche per le verifiche a pressoflessione dei maschi murari e per la verifica globale dell'edificio espressa mediante il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile della struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe per una nuova costruzione, tale valore si attesta al 45% di quanto richiesto dalla normativa.

Fattori di sicurezza per verifiche sismiche locali				
Verifica	SLO	SLD	SLV	SLC
Pressoflessione trs.	---	---	0,65	---
Ribaltamento pareti	---	---	3,19	---
Portanza fond.	---	---	3,66	---
Scorrimento fond.	---	---	1,54	---
Fattori di sicurezza per verifiche sismiche globali (pushover)				
Verifica	SLO	SLD	SLV	SLC
Pga: capacità [g]	0,08	0,10	0,11	0,14
Pga: domanda [g]	0,07	0,09	0,25	0,32
Fattore di sicurezza	1,15	1,06	0,45	0,43
Fattori di struttura del sistema equivalente (pushover)				
Verifica	SLO	SLD	SLV	SLC
$f_e/f_y < 4,0$	1,04	1,34	3,63	4,55

Verifica	SL	Ze(E)	Ze(R)	PgaC(E)	PgaC(R)	PgaD	Miglioramento	Adeguamento
Pressoflessione trasversale	SLV	0,647		0,160		0,247		no
Portanza delle fondazioni	SLV	3,656		0,903		0,247		si
Ribaltamento pareti	SLV	3,191		0,788		0,247		si
Pushover al limite di operatività	SLO	1,149		0,081		0,070		si
Pushover al limite di danno	SLD	1,056		0,096		0,091		si
Pushover al limite di s.vita	SLV	0,450		0,111		0,247		no

Figura 1. Quadro delle verifiche sismiche ante-intervento

Simbolo	Descrizione
Nome della verifica	Nome della verifica
SL	Stato limite di verifica
Ze(E)	Fattore di sicurezza attuale (ante-intervento)
PgaC(E)	Capacità di Pga allo stato preesistente (ante-intervento) [g]
PgaD	Domanda di Pga richiesta dalla normativa [g]
Adeguamento	Esito della verifica: Capacità attuale \geq Domanda

Legenda - Quadro sintetico del miglioramento sismico

I risultati della verifica a taglio per azioni non sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione tangenziale agente raggiunge il 33.74% del corrispondente valore limite. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.

I risultati delle verifiche a pressoflessione trasversale per azioni non sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione normale agente raggiunge il 182.09% del valore limite. Tale verifica risulta pertanto non soddisfatta.

I risultati delle verifiche a pressoflessione longitudinale per azioni non sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione normale agente raggiunge il 167.12% del valore limite. Tale verifica risulta pertanto non soddisfatta.

I risultati delle verifiche a pressoflessione trasversale per azioni sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione normale agente raggiunge il 153.66% della tensione ammissibile del terreno. Pertanto tale verifica risulta non soddisfatta.

I risultati delle verifiche in fondazione per sole azioni statiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione massima al suolo raggiunge il 75.83% della tensione ammissibile del terreno. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.

I risultati delle verifiche in fondazione con azioni sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione massima al suolo raggiunge il 75.06% della tensione ammissibile del terreno. Pertanto tale verifica risulta soddisfatta.

I risultati delle verifiche a ribaltamento sulle pareti per sole azioni statiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che il momento ribaltante raggiunge il valore massimo del 0.00% del momento stabilizzante disponibile. Pertanto tale verifica risulta soddisfatta.

I risultati delle verifiche a ribaltamento sulle pareti con azioni sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che il momento ribaltante raggiunge il valore massimo del 31.34% del momento stabilizzante disponibile. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.

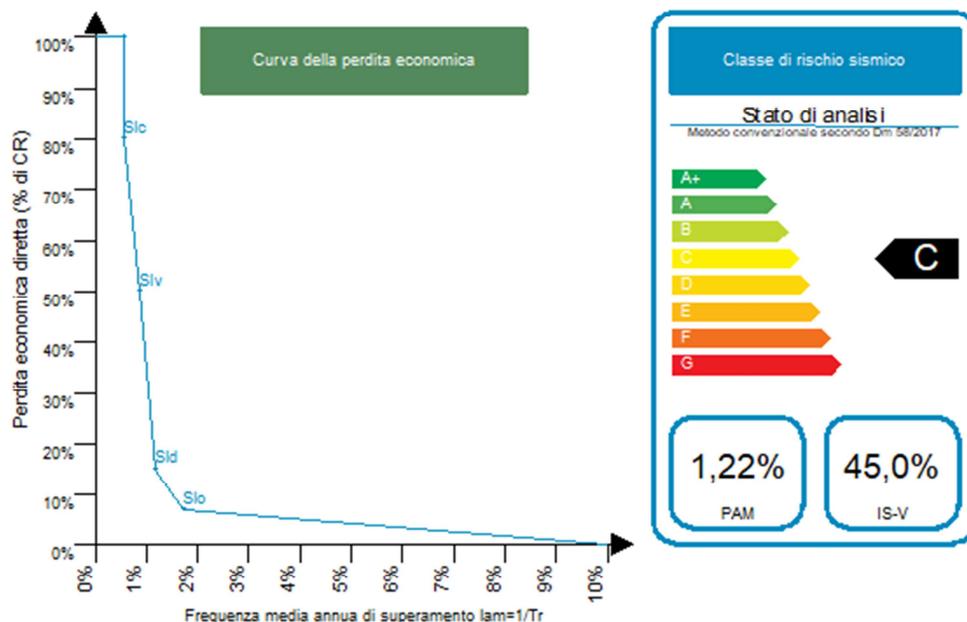
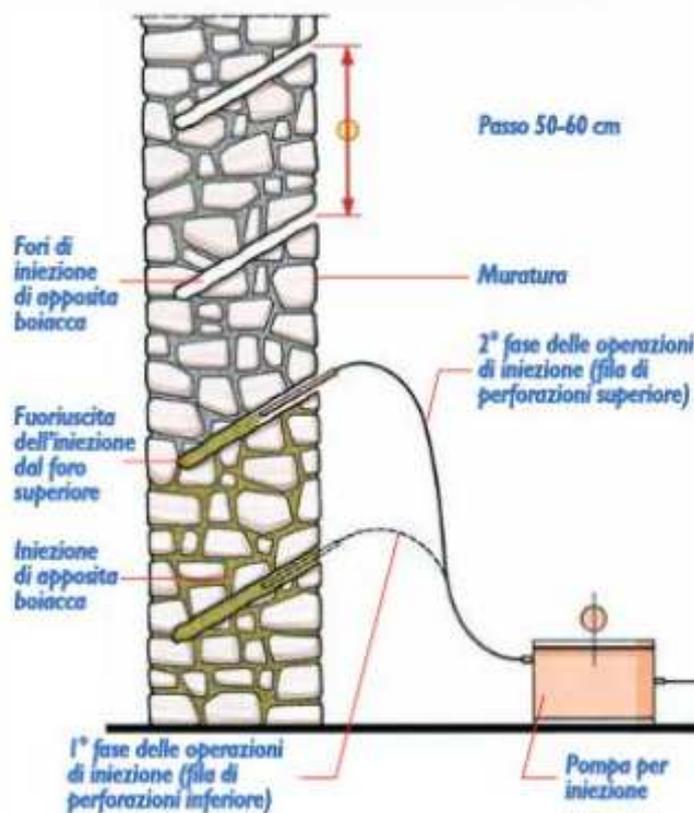


Figura 2. Classe di rischio sismico (ante intervento)

Interventi in progetto

Dati i riscontri sia visivi nel corso dei sopralluoghi in loco, sia i risultati delle prove effettuate sulla struttura che relativi ai risultati di calcolo, non essendo presenti vistosi segnali di degrado della muratura si è deciso di intervenire mediante un rinforzo diffuso su tutte murature portanti mediante due principali tipologie di interventi:

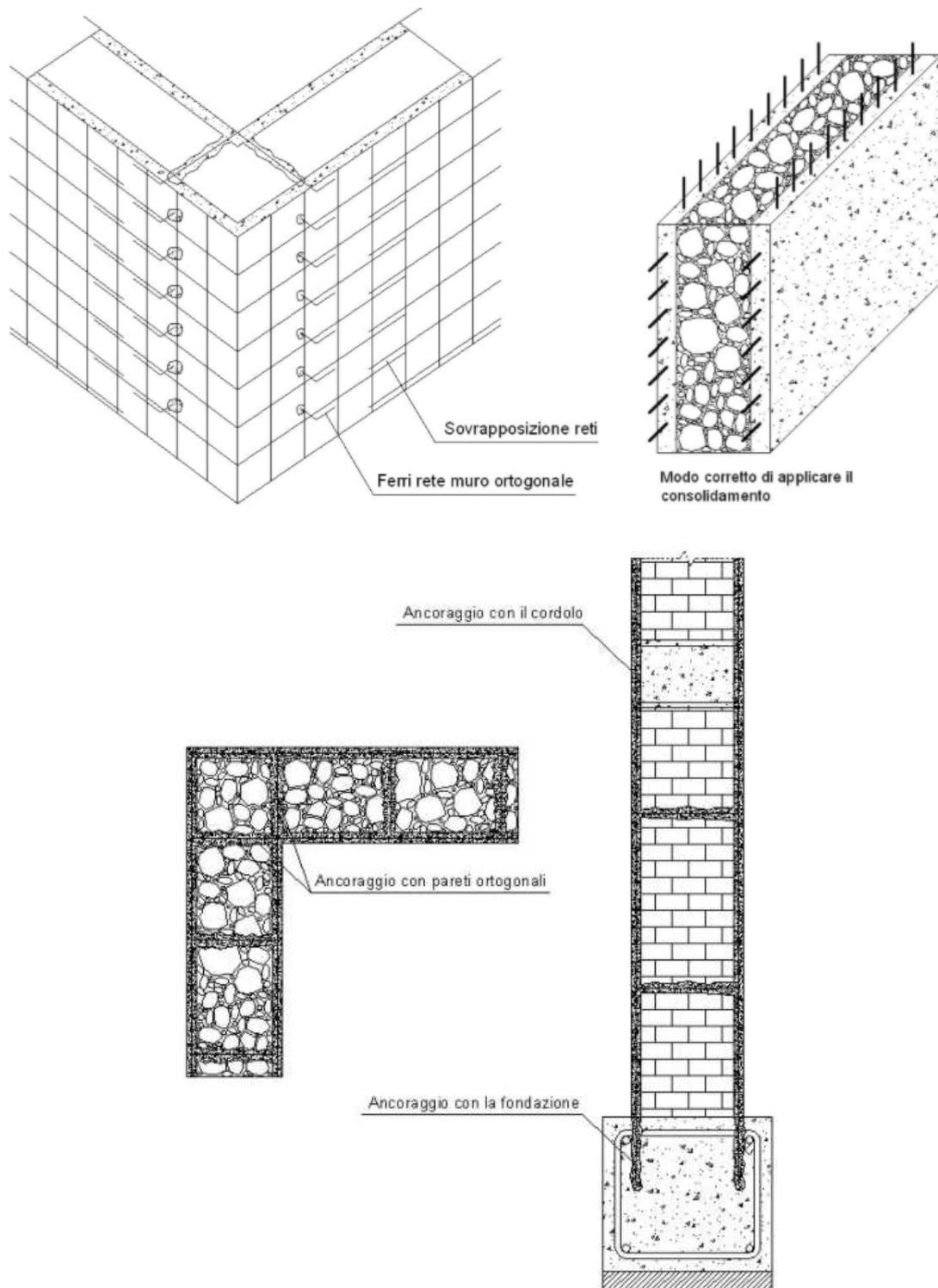
- Iniezione di miscele leganti
- Intonaco armato tradizionale



L'iniezione di miscela legante permetterà di eliminare il pericolo di disgregazione caotica della muratura andando a ridurre i vuoti e rafforzando il legame tra le parti esistenti della muratura, rendendo in tal modo la muratura più coesa ed in grado di mantenersi monolitica durante il sisma.

Le stesse andranno iniettate mediante appositi fori inclinati a 45° ed in ragione di 2-4/mq al fine di consentire una omogeneità dell'intervento.

Data la matrice cementizia della malta presente si consiglia di usare una malta a base di cemento, meglio se colabile per ottimizzarne la capacità di penetrazione.



Particolare costruttivo del rinforzo con intonaco armato

Il consolidamento con intonaco armato con rete elettrosaldata del diametro da 6mm e betoncino cementizio con spessore da 6 cm, applicato su entrambi i paramenti della muratura portante con barre di collegamento, consentirà di migliorare notevolmente sia la resistenza a trazione che a compressione della muratura e migliorerà anche il grado di incastro tra i cordoli di interpiano e le murature stesse. Il grado di miglioramento complessivo della muratura portante, ai sensi della Tab. C8.5. Il è stato stimato pari a 2.25 considerando entrambi gli interventi.

Risultati dei calcoli – Stato post intervento

Gli interventi progettati sono stati scelti al fine di evitare il verificarsi dei possibili meccanismi di collasso ed al fine di ridurre le criticità esistenti aumentando la capacità di resistenza alle sollecitazioni della struttura, in particolar modo aumentando le resistenze dei pannelli murari mediante l'applicazione di intonaco armato ed iniezioni di miscele leganti.

La modellazione della struttura allo stato post-intervento permette di evidenziare la correttezza delle scelte progettuali che portano ad un aumento dei fattori di sicurezza per tutte le tipologie di verifiche (Figura 3) incluso il fattore di sicurezza al limite di salvaguardia vita, valutato come rapporto fra l'accelerazione sismica al suolo per cui si ha il raggiungimento dello stato limite Slv (capacità di Pga) e l'accelerazione sismica al suolo regolamentare prescritta per la struttura (domanda di Pga), in quanto la capacità di Pga passa da 0.111g a 0.252g ossia dal 45% al 102% della domanda di Pga richiesta dalla normativa (Figura 3) ottenendo dunque l'Adeguamento sismico della struttura.

Quadro verifiche sismiche				
Fattori di sicurezza per verifiche sismiche locali				
Verifica	SLO	SLD	SLV	SLC
Pressoflessione trs.	---	---	1,44	---
Ribaltamento pareti	---	---	2,54	---
Portanza fond.	---	---	2,15	---
Scorrimento fond.	---	---	1,54	---
Fattori di sicurezza per verifiche sismiche globali (pushover)				
Verifica	SLO	SLD	SLV	SLC
Pga: capacità [g]	0,16	0,19	0,25	0,32
Pga: domanda [g]	0,07	0,09	0,25	0,32
Fattore di sicurezza	2,28	2,14	1,02	0,99
Fattori di struttura del sistema equivalente (pushover)				
Verifica	SLO	SLD	SLV	SLC
$f_e/f_y < 4,0$	0,59	0,74	1,86	2,27

Quadro delle condizioni di miglioramento ed adeguamento sismico									
Verifica	SL	Ze(E)	Ze(R)	PgaC(E)	PgaC(R)	PgaD	Miglioramento	Adeguamento	
Pressoflessione trasversale	SLV	0,647	1,436	0,160	0,355	0,247	si	si	
Portanza delle fondazioni	SLV	3,656	2,149	0,903	0,531	0,247	si	si	
Ribaltamento pareti	SLV	3,191	2,537	0,788	0,627	0,247	si	si	
Pushover al limite di operatività	SLO	1,149	2,276	0,081	0,159	0,070	si	si	
Pushover al limite di danno	SLD	1,056	2,140	0,096	0,195	0,091	si	si	
Pushover al limite di s.vita	SLV	0,450	1,024	0,111	0,253	0,247	si	si	

Figura 2. Quadro delle verifiche sismiche post-intervento

Simbolo	Descrizione
Nome della verifica	Nome della verifica
SL	Stato limite di verifica
Ze(E)	Fattore di sicurezza attuale (ante-intervento)
PgaC(E)	Capacità di Pga allo stato preesistente (ante-intervento) [g]
PgaD	Domanda di Pga richiesta dalla normativa [g]
Adeguamento	Esito della verifica: Capacità attuale \geq Domanda

Legenda - Quadro sintetico del miglioramento sismico

I risultati della verifica a taglio per azioni non sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione tangenziale agente raggiunge il 18.74% del corrispondente valore limite. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.

I risultati delle verifiche a pressoflessione trasversale per azioni non sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione normale agente raggiunge il 76.69% del valore limite. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.

I risultati delle verifiche a pressoflessione longitudinale per azioni non sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione normale agente raggiunge il 71.41% del valore limite. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.

I risultati delle verifiche a pressoflessione trasversale per azioni sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione normale agente raggiunge il 69.77% della tensione ammissibile del terreno. Pertanto tale verifica risulta soddisfatta.

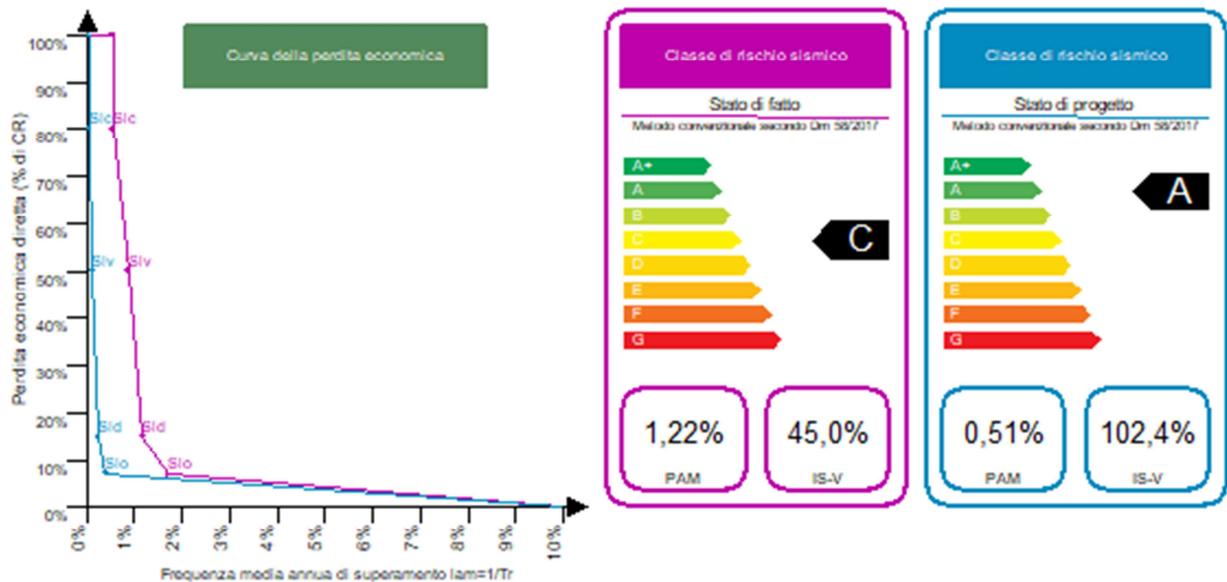
I risultati delle verifiche in fondazione per sole azioni statiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione massima al suolo raggiunge il 86.99% della tensione ammissibile del terreno. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.

I risultati delle verifiche in fondazione con azioni sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che la tensione massima al suolo raggiunge il 87.34% della tensione ammissibile del terreno. Pertanto tale verifica risulta soddisfatta.

I risultati delle verifiche a ribaltamento sulle pareti per sole azioni statiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che il momento ribaltante raggiunge il valore massimo del 0.00% del momento stabilizzante disponibile. Pertanto tale verifica risulta soddisfatta.

I risultati delle verifiche a ribaltamento sulle pareti con azioni sismiche evidenziano, nella situazione più sfavorevole, che il momento ribaltante raggiunge il valore massimo del 39.41% del momento stabilizzante disponibile. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.

Conclusioni



Tutte le verifiche (strutturali, geotecniche, analisi di stabilità del pendio, etc.) sono verificate sia sui singoli elementi che considerando globalmente la struttura. Nella verifica sismica globale condotta con analisi statica non lineare (analisi pushover a controllo di duttilità) si evidenzia, per la scansione sismica più restrittiva, che:

- I fattori di struttura $q = f_e/f_y$ valutati sul sistema bilineare equivalente per gli stati limite Slo, Sld, Slv, come rapporto fra il taglio alla base ottenuto dallo spettro elastico e il taglio resistente, non eccedono in nessun caso il valore limite 4.0. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.
- Il fattore di sicurezza al limite di operatività, valutato come rapporto fra l'accelerazione sismica al suolo per cui si ha il raggiungimento dello stato limite Slo (capacità di Pga) e l'accelerazione sismica al suolo regolamentare prescritta per la struttura (domanda di Pga), corrisponde al valore minimo di 2.28. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.
- Il fattore di sicurezza al limite di danno, valutato come rapporto fra l'accelerazione sismica al suolo per cui si ha il raggiungimento dello stato limite Sld (capacità di Pga) e l'accelerazione sismica al suolo regolamentare prescritta per la struttura (domanda di Pga), corrisponde al valore minimo di 2.14. Tale verifica risulta pertanto soddisfatta.
- Il fattore di sicurezza al limite di salvaguardia vita, valutato come rapporto fra l'accelerazione sismica al suolo per cui si ha il raggiungimento dello stato limite Slv (capacità di Pga) e l'accelerazione sismica al suolo regolamentare prescritta per la struttura (domanda di Pga), corrisponde al valore minimo di 1.024.

Tale verifica risulta pertanto soddisfatta, pertanto, ai sensi del punto C8.4.3 delle NTC 2018, essendo il parametro $\zeta_E = 1,024$ viene raggiunto il livello di sicurezza richiesto per l'Adeguamento Sismico della struttura ed i risultati ottenuti sono ritenuti accettabili ai sensi del Cap.10.2 delle NTC 2018.