

Prodotto della ricerca

WP5 – Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati

Task 5.1 Interventi di rapida esecuzione e a basso impatto

CASO STUDIO: “GRANDE ALBERGO TERME” STENICO (TN)

SCHEDA DI SINTESI INTERVENTI

UR coinvolte: POLIMI – UNITN – UNITS

UR4: POLIMI, Politecnico di Milano, Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito.

Responsabile UR: **Maria Adelaide Parisi**

UR28: UNITN, Università degli Studi di Trento, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica.

Responsabile UR: **Ivan Giongo, Maurizio Piazza**

UR29: UNITS, Università degli Studi di Trieste, Dipartimento di Ingegneria e Architettura.

Responsabile UR: **Natalino Gattesco**



Progetto DPC-ReLUIS 2019-2021

WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati

CASO STUDIO: “GRANDE ALBERGO TERME”
STENICO (TN)

SCHEDA DI SINTESI INTERVENTI

UR28 UNITN

in collaborazione con UR4 POLIMI

UR28 UNITN - Coordinatori: dr. ing. Ivan Giongo e prof. ing. Maurizio Piazza

UR4 POLIMI - Coordinatrice: prof. ing. Maria Adelaide Parisi

Gruppo di lavoro:

- prof. ing. Alessandro Prada
- ing. Davide Cassol, ing. Giovanni Sommacal, ing. Matteo Busselli
dr. ing. Ermes Rizzi, dr. ing. Daniele Riccadonna, ing. Andrea Gaspari, ing. Francesco Smiroldo

Si ringraziano inoltre:

- ing. Mirko Capovilla, ing. Marco Carlet, ing. Monica Piacentini, dr. ing. Gianni Schiro, ing. Stefano Segatta per l'aiuto nelle fasi di rilievo strutturale, indagine conoscitiva e analisi preliminare
- prof. ing. Michela Dalprà e ing. Davide Galvanin per le considerazioni relative all'impatto ambientale delle soluzioni di intervento studiate

Un particolare e sentito ringraziamento è rivolto all'*Azienda Consorziale TERME DI COMANO* per aver messo a disposizione il caso studio. Senza la disponibilità dell'Azienda, la ricerca riportata in questo documento non sarebbe stata possibile.

Sommario

1	EDIFICIO CASO STUDIO	6
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'EDIFICIO CASO STUDIO	6
1.2	ANALISI STORICO CRITICA	15
1.3	SISTEMA STRUTTURALE E DETTAGLI COSTRUTTIVI	17
1.3.1	<i>Murature portanti</i>	17
1.3.1.1	Valutazione della qualità muraria	18
1.3.2	<i>Solai piani</i>	22
1.3.3	<i>Copertura</i>	24
1.3.4	<i>Scale</i>	26
1.3.5	<i>Cordoli</i>	26
1.3.6	<i>Architravi in muratura</i>	27
1.3.7	<i>Ammorsamento tra murature ortogonali</i>	27
1.4	PROPRIETÀ DEI MATERIALI	29
1.4.1	<i>Caratterizzazione sperimentale delle murature</i>	29
1.4.1.1	Caratterizzazione della malta	29
1.4.1.2	Caratterizzazione dei mattoni	33
1.4.1.3	Caratterizzazione della pietra naturale	35
1.4.2	<i>Caratterizzazione sperimentale degli elementi lignei</i>	36
1.4.2.1	Classificazione a vista	36
1.4.2.2	Prove strumentali	36
1.4.3	<i>Proprietà adottate</i>	42
1.4.3.1	Proprietà delle murature	42
1.4.3.2	Proprietà dei solai lignei	43
2	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	45
2.1	PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO	45
2.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE	47
2.2.1	<i>Modello a telaio equivalente (SAP2000)</i>	47
2.2.2	<i>Modello a macro-elementi (3MURI)</i>	51
2.3	ANALISI STRUTTURALE	53
2.3.1	<i>Modello a telaio equivalente (SAP2000)</i>	54
2.3.2	<i>Modello 3MURI</i>	56
2.3.3	<i>Confronto modelli numerici</i>	59
2.4	VERIFICA GLOBALE	64
2.5	VERIFICHE LOCALI	70
2.5.1	<i>Ribaltamento semplice, meccanismo a terra</i>	70
2.5.1.1	Analisi cinematica lineare, verifica SLD	72

2.5.1.2	Analisi cinematica lineare, verifica SLV	72
2.5.1.3	Analisi cinematica non lineare, verifica SLV	73
2.5.1.4	Risultati	75
2.5.2	<i>Ribaltamento semplice, meccanismo in quota</i>	76
2.5.2.1	Analisi cinematica lineare, verifica SLD	77
2.5.2.2	Analisi cinematica lineare, verifica SLV	78
2.5.2.3	Analisi cinematica non lineare, verifica SLV	79
2.5.2.4	Risultati	82
2.6	CALCOLO DELLA CLASSE DI RISCHIO SISMICO	82
3	VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA	89
3.1	DATI CLIMATICI	89
3.2	GEOMETRIE, MATERIALI E COMPONENTI EDIFICIO	92
3.3	PRESTAZIONE ENERGETICA	94
4	STRATEGIE DI INTERVENTO INTEGRATE	95
4.1	INTERVENTO DI RINFORZO DEI SOLAI (I LIVELLO)	96
4.1.1	<i>Descrizione intervento</i>	96
4.1.2	<i>Modellazione strutturale intervento</i>	99
4.1.3	<i>Analisi strutturale</i>	100
4.1.3.1	Modello a telaio equivalente (SAP2000)	100
4.1.3.2	Modello 3MURI	103
4.1.3.3	Confronto modelli	105
4.1.4	<i>Verifica globale</i>	110
4.1.5	<i>Verifiche locali</i>	116
4.1.5.1	Analisi cinematica lineare, verifica SLD	119
4.1.5.2	Analisi cinematica lineare, verifica SLV	119
4.1.5.3	Risultati	120
4.1.6	<i>Calcolo della classe di rischio sismico</i>	121
4.1.7	<i>Classificazione energetica</i>	125
4.1.8	<i>Analisi dei costi e dei tempi di lavorazione</i>	127
4.1.9	<i>Riepilogo interventi e costi</i>	128
4.2	INTERVENTO DI RINFORZO DEI SOLAI E DELLE PARETI (II LIVELLO)	131
4.2.1	<i>Descrizione intervento</i>	132
4.2.2	<i>Modellazione strutturale intervento</i>	134
4.2.3	<i>Analisi strutturale</i>	136
4.2.3.1	Modello a telaio equivalente (SAP2000)	137
4.2.4	<i>Verifica globale</i>	139
4.2.5	<i>Verifiche locali</i>	145
4.2.6	<i>Calcolo della classe di rischio sismico</i>	145
4.2.7	<i>Classificazione energetica</i>	149

4.2.8	<i>Analisi dei costi e dei tempi di lavorazione</i>	151
4.2.9	<i>Riepilogo interventi e costi</i>	153
4.3	INTERVENTO DI RINFORZO DEI SOLAI E DELLE PARETI (III LIVELLO)	155
4.3.1	<i>Descrizione intervento</i>	155
4.3.2	<i>Impatto ambientale dei pannelli di rinforzo in CLT</i>	157
4.3.3	<i>Modellazione strutturale intervento</i>	163
4.3.4	<i>Analisi strutturale</i>	163
4.3.4.1	Modello a telaio equivalente (SAP2000)	163
4.3.5	<i>Verifica globale</i>	166
4.3.6	<i>Verifiche locali</i>	172
4.3.7	<i>Calcolo della classe di rischio sismico</i>	172
4.3.8	<i>Classificazione energetica</i>	176
4.3.9	<i>Analisi dei costi e dei tempi di lavorazione</i>	179
4.3.10	<i>Riepilogo interventi e costi</i>	182
5	RINFORZO DELLE PARETI FUORI PIANO	184
5.1	DESCRIZIONE INTERVENTO	185
5.2	PROPRIETÀ MECCANICHE	186
5.3	PROPRIETÀ TERMO-FISICHE	187
5.4	ANALISI DEI COSTI	188
6	ANALISI COMPARATIVA DEGLI INTERVENTI	190
6.1	ANALISI PUSHOVER	190
6.2	CLASSIFICAZIONE SISMICA	195
6.3	CLASSIFICAZIONE ENERGETICA	196
6.4	QUADRO SINOTTICO DEI COSTI DEGLI INTERVENTI	197
6.5	ANALISI DEI TEMPI DI ESECUZIONE DELLE LAVORAZIONI	198
6.6	ANALISI COSTI BENEFICI	200
6.7	LIVELLI DI INTERVENTO AGGIUNTIVI	202
6.7.1	<i>Descrizione dei livelli di intervento</i>	202
6.7.2	<i>Analisi strutturale</i>	204
6.7.3	<i>Analisi energetica</i>	207
6.7.4	<i>Analisi dei costi e dei tempi di lavorazione</i>	207
6.7.5	<i>Considerazioni finali</i>	211
7	BIBLIOGRAFIA	213

1 EDIFICIO CASO STUDIO

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'EDIFICIO CASO STUDIO

L'edificio oggetto di studio è il Grande Albergo Terme alle Terme di Comano, situato in Provincia di Trento, nel Comune amministrativo di Stenico e nel Comune catastale di Villa Banale (P.ED: 124/1), ad un'altitudine di 400 m s.l.m.

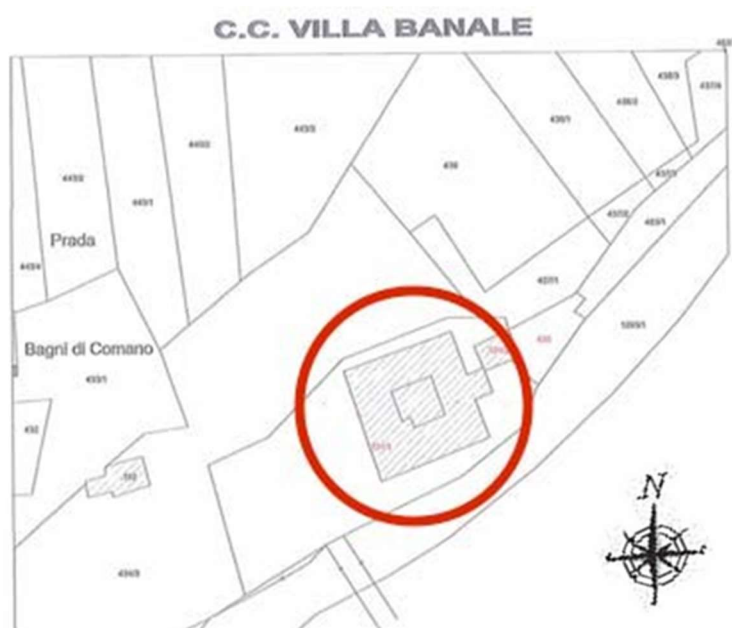


Figura 1: Estratto PRG

Lo stabile, isolato e di forma rettangolare, presenta una corte interna e si eleva su sei piani, uno dei quali interrato e gli altri cinque fuori terra. Presenta una struttura portante in muratura, con solai di interpiano e copertura prevalentemente lignei.



Figura 2: Foto storica del 1960, lato est dell'edificio



Figura 3: Foto attuale del lato sud dell'edificio

Le operazioni di rilievo geometrico hanno permesso di identificare gli elementi strutturali che compongono l'edificio, portando alla stesura delle piante, dei prospetti e delle sezioni illustrate nelle Figure seguenti.

PIANTA PIANO INTERRATO

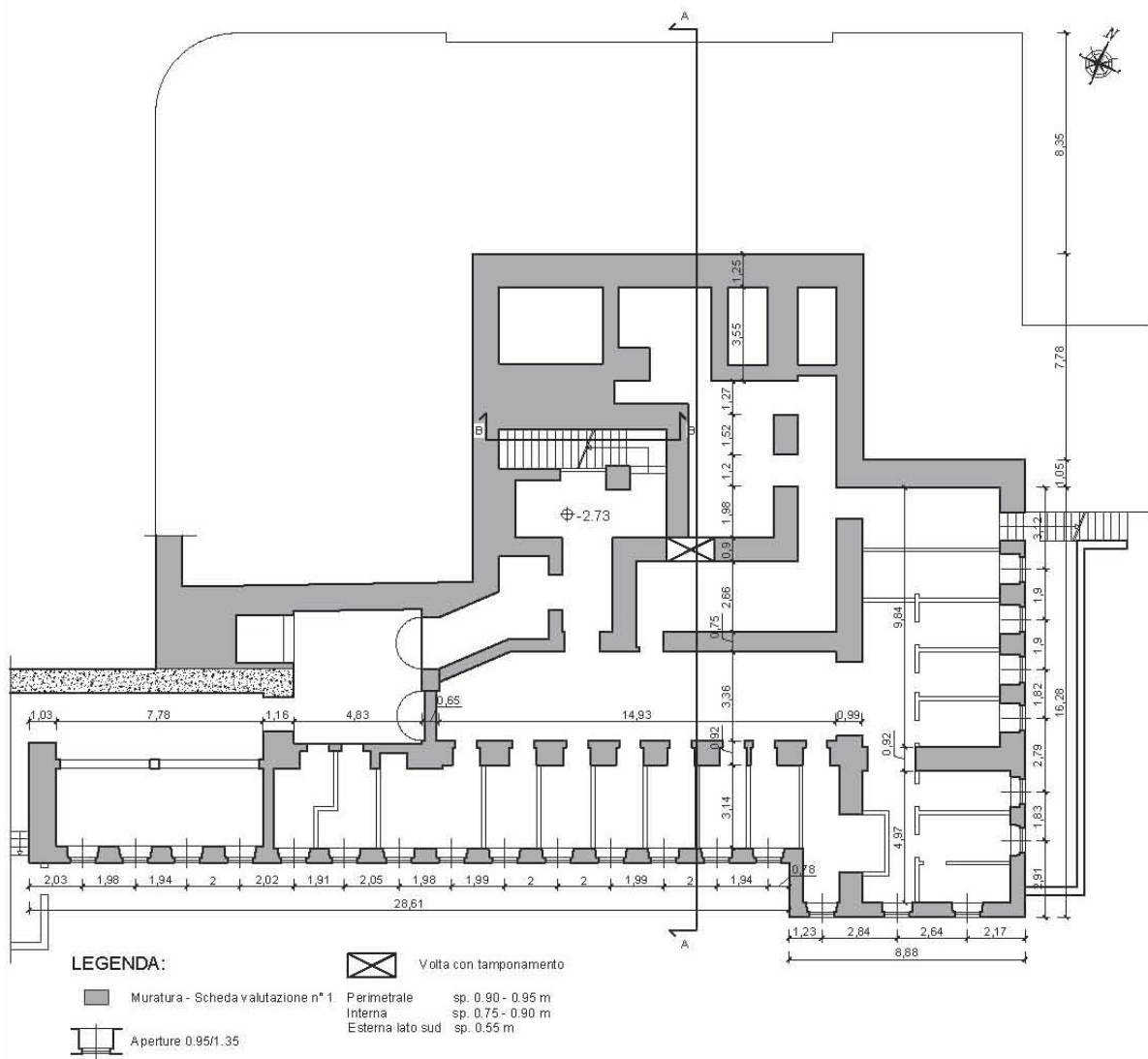


Figura 4: Pianta piano interrato

PIANTA PIANO TERRA

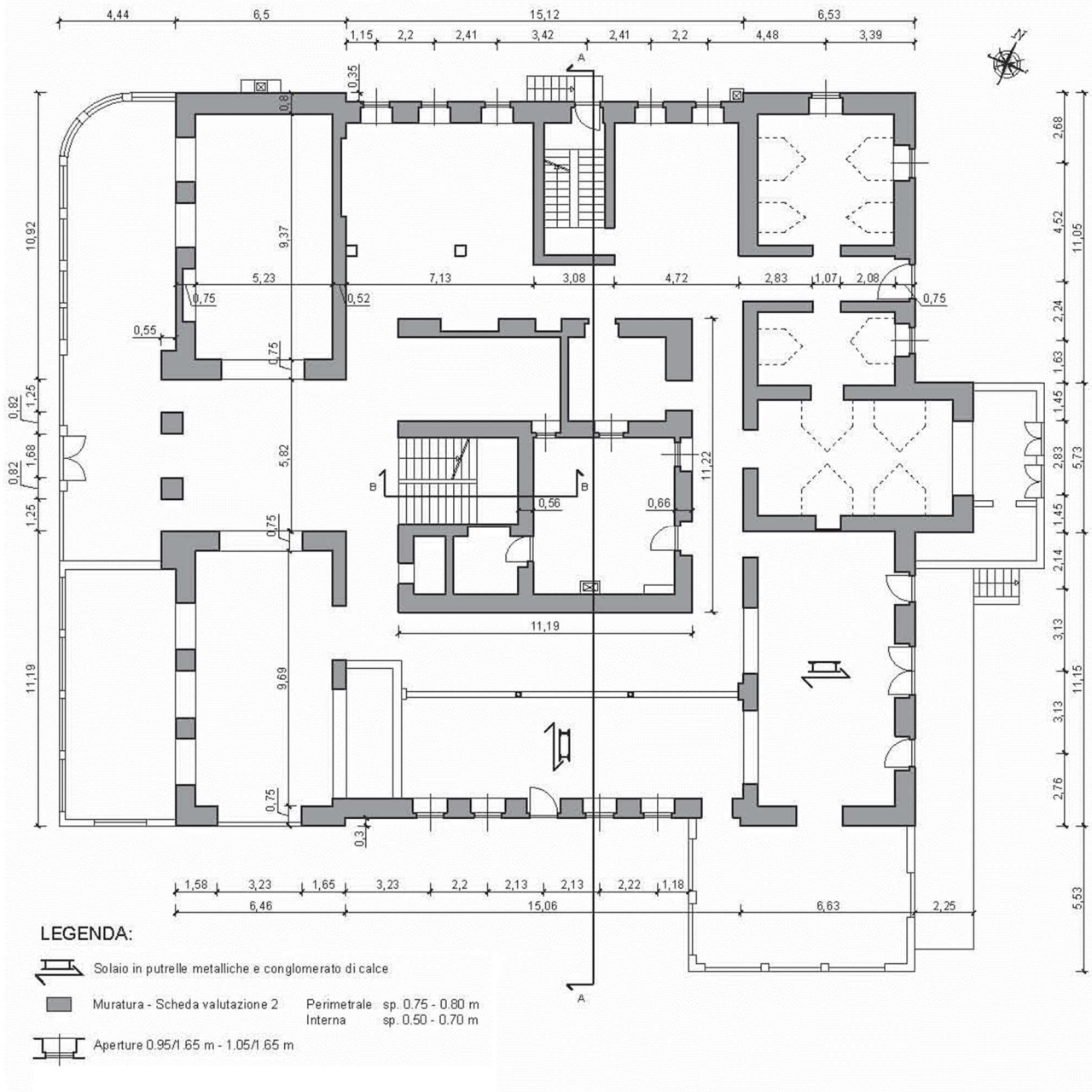


Figura 5: Pianta piano terra

PIANTA PIANO PRIMO

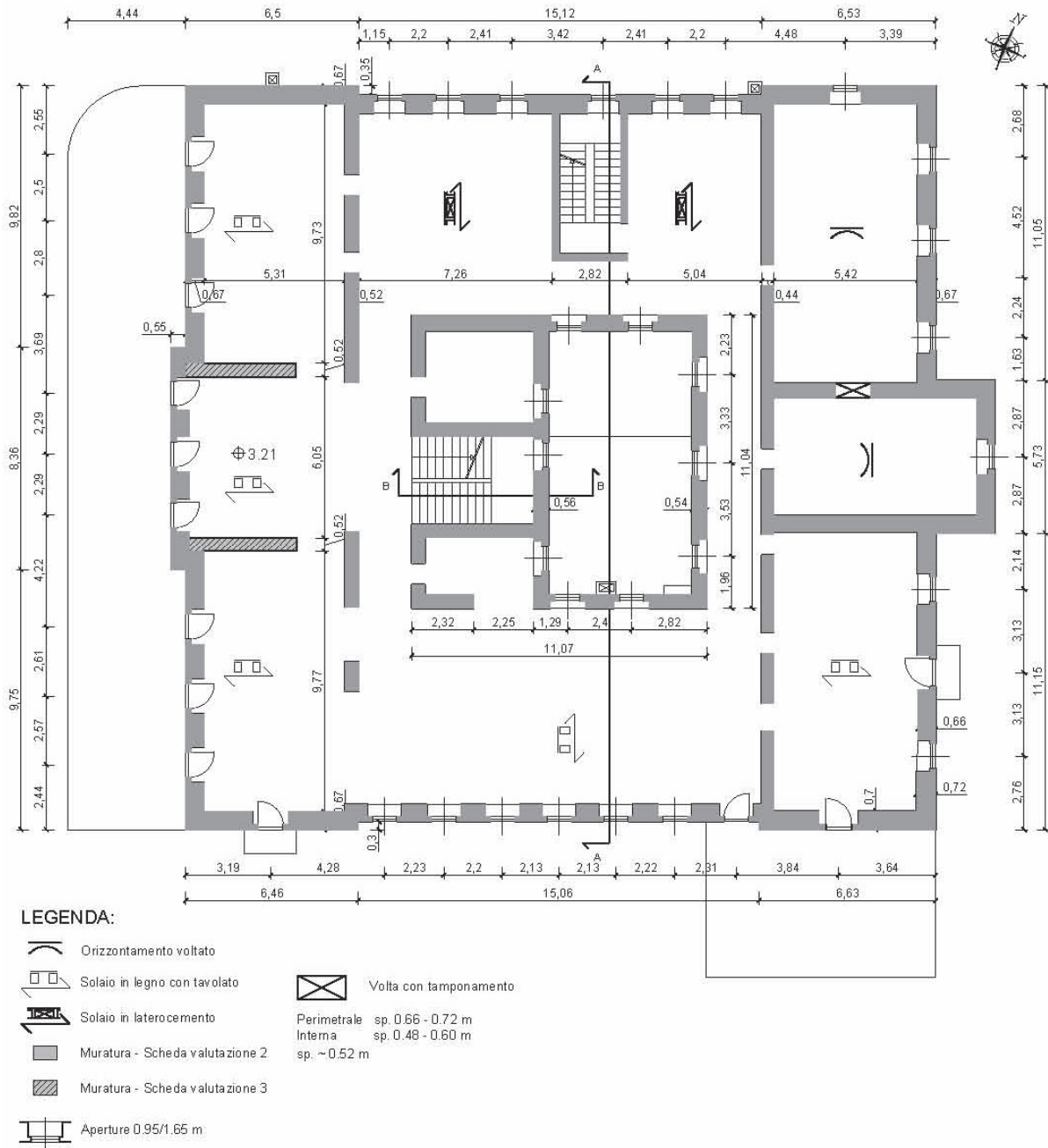
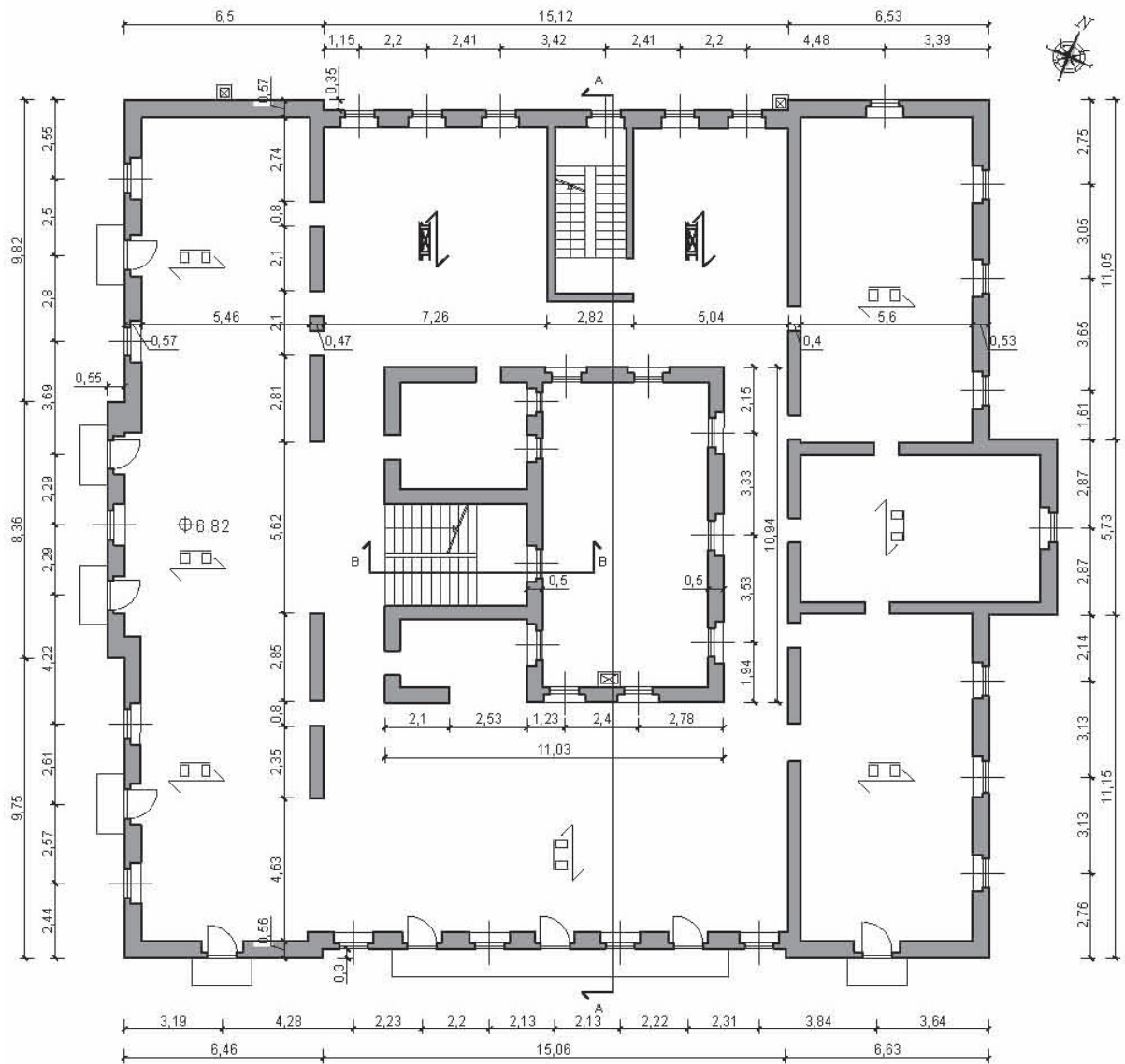


Figura 6: Pianta piano primo

PIANTA PIANO SECONDO



LEGENDA:

Solaio in legno con tavolato

Solaio in laterocemento

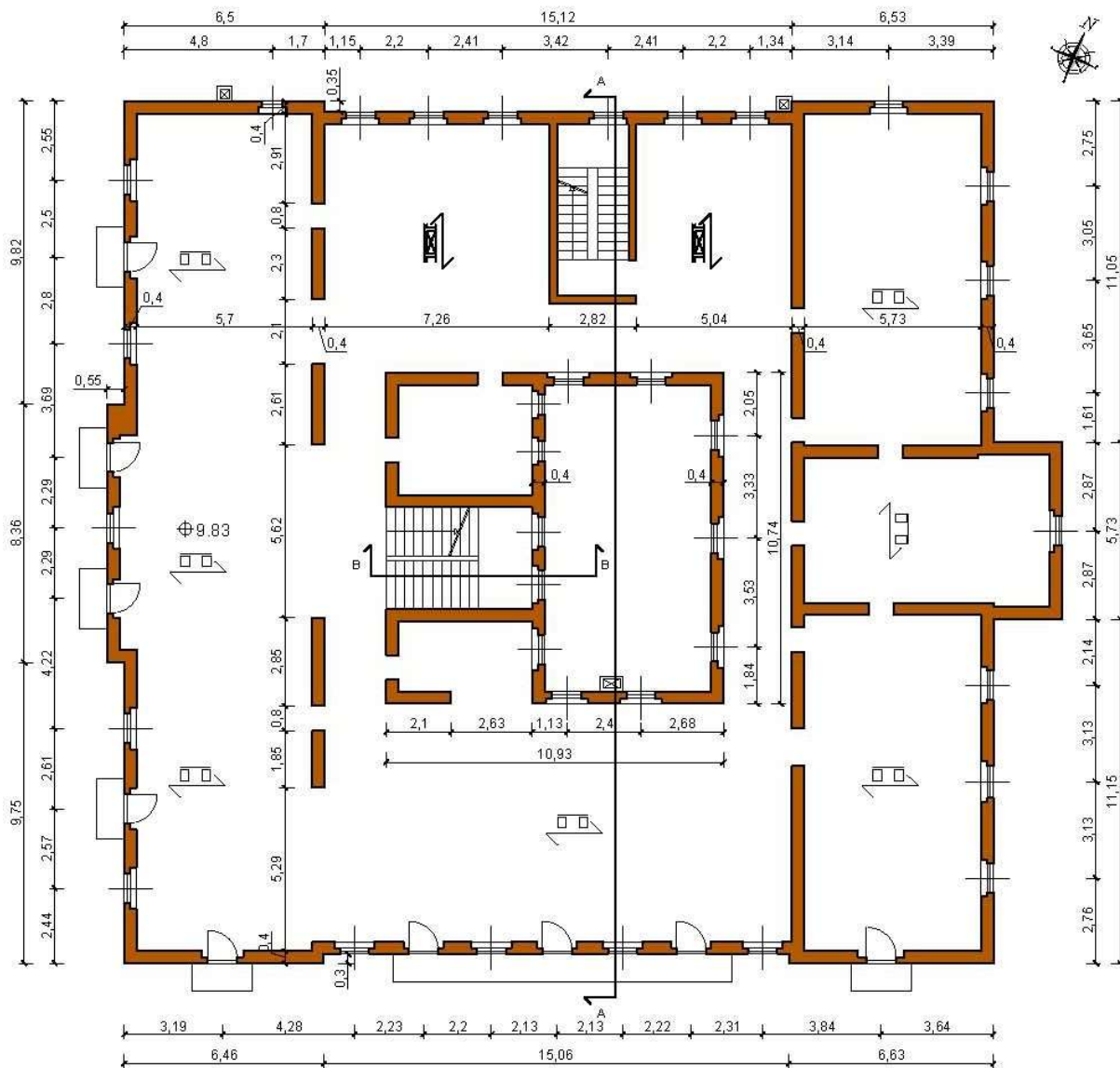
Muratura - Scheda valutazione 2

Perimetrale	sp. 0.75 - 0.80 m
Interna	sp. 0.50 - 0.70 m

Aperture 0.95/1.35 m

Figura 7: Pianta piano secondo

PIANTA PIANO TERZO



LEGENDA:

Solaio in legno con tavolato

Solaio in laterocemento

Muratura - Scheda valutazione n°4
 Perimetrale sp. 0.4 m
 Interna sp. 0.4 m

Aperture 0.95/1.45 m

Figura 8: Pianta piano terzo

PIANTA PIANO QUARTO/COPERTURA

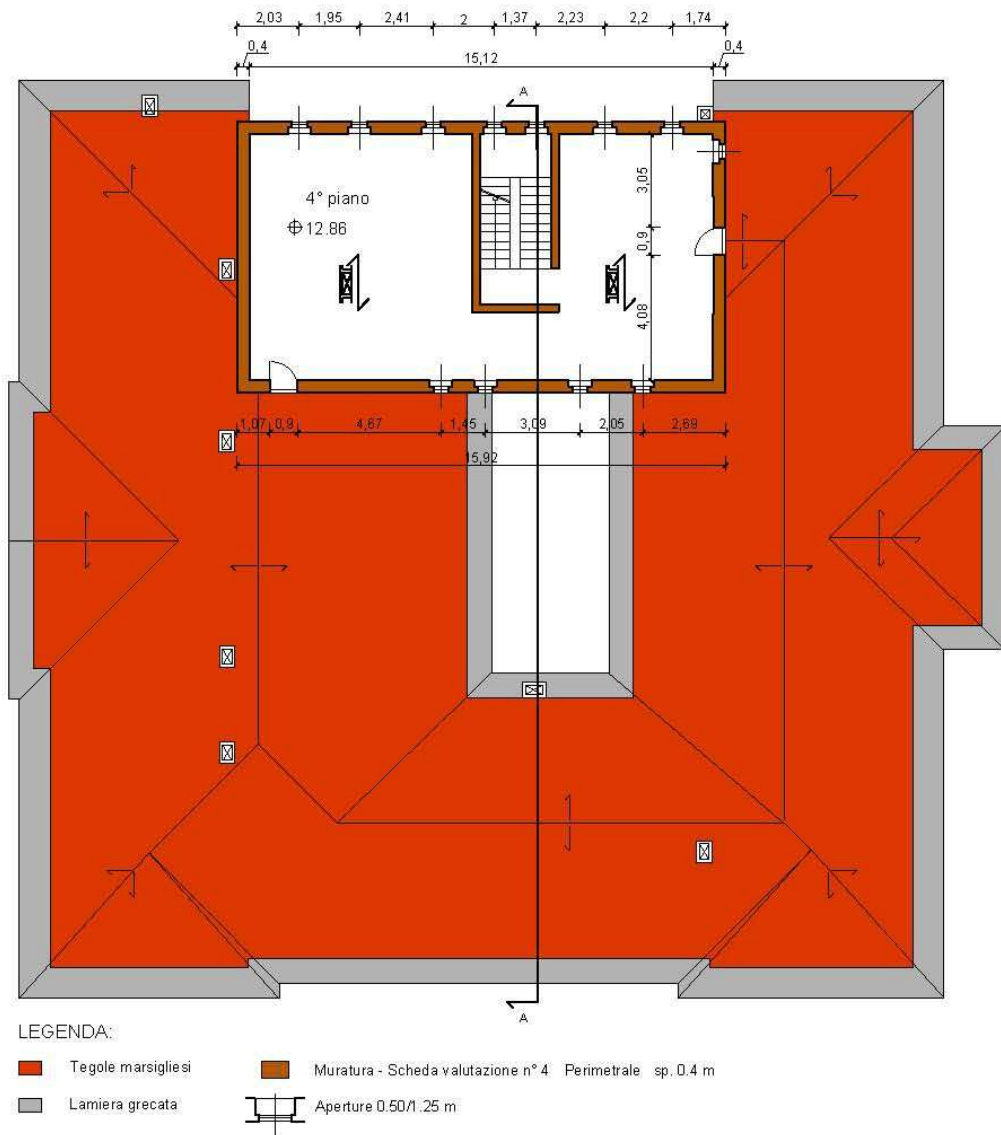


Figura 9: Pianta piano quarto/copertura

SEZIONE A-A

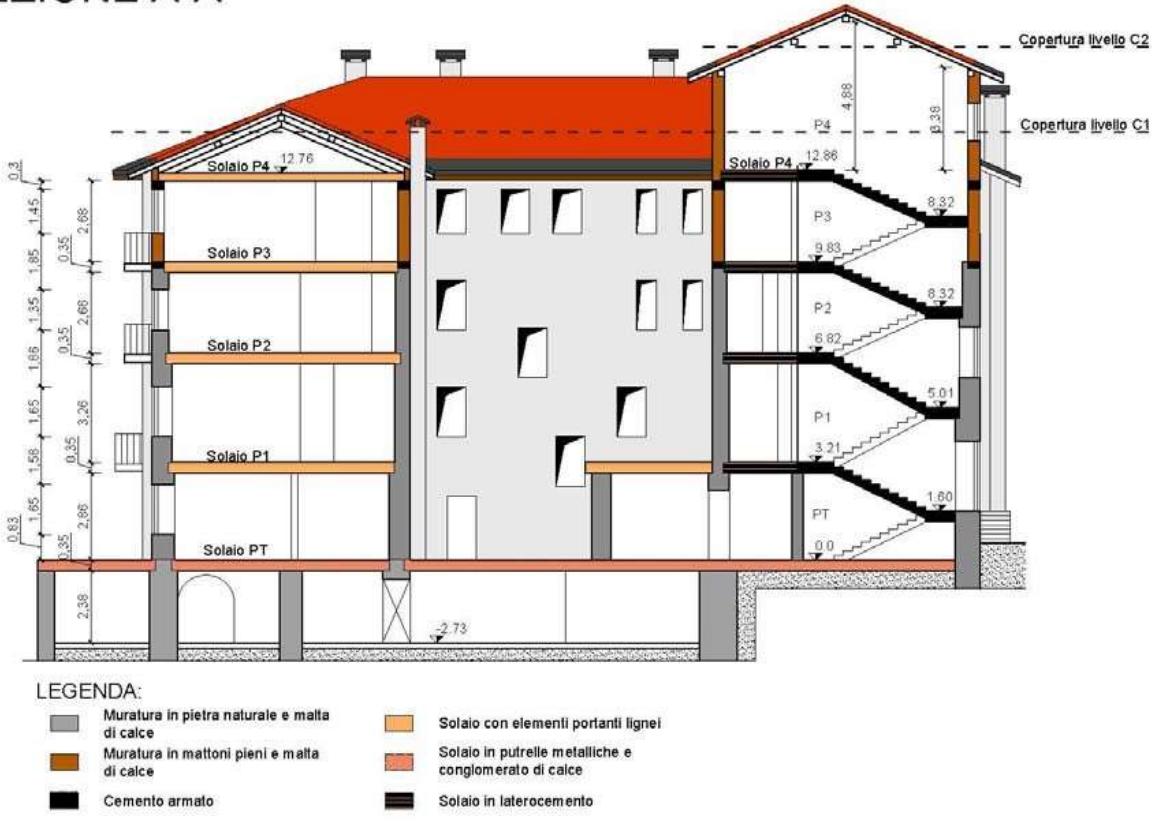


Figura 10: Sezione A-A

PROSPETTO OVEST



Figura 11: Prospetto ovest



Figura 12: Prospetto sud

1.2 ANALISI STORICO CRITICA

Grazie all'importanza rivestita dalla costruzione all'interno della comunità locale è stato possibile reperire un'esauriva quantità di informazioni storiche che hanno permesso di risalire alle principali fasi evolutive dell'edificio. La costruzione del corpo originale del fabbricato risale alla fine del diciannovesimo secolo. In questa prima configurazione l'edificio si sviluppava su quattro piani, di cui uno interrato, ed era composto da murature portanti in pietra naturale e malta di calce ed orizzontamenti prevalentemente lignei (Figura 13).



Figura 13: Foto storica dei primi del '900 (cortesia di Severino Riccadonna)

A cavallo tra il primo ed il secondo decennio del '900 l'edificio è stato sottoposto ai primi interventi significativi a livello strutturale. In particolare, sono stati realizzati una sopraelevazione di un piano ed un ampliamento del piano interrato che ha portato all'aggiunta di una terrazza a livello del solaio al piano terra. Le murature portanti della sopraelevazione sono realizzate in mattoni pieni e malta di calce. In questa fase sono stati realizzati anche i cordoli in calcestruzzo armato alla base ed alla sommità delle murature della sopraelevazione (Figura 14).



Figura 14: Foto storiche del 1950 con sopraelevazione del terzo piano (cortesia di Severino Riccadonna)

Negli anni '50 un intervento di ammodernamento ha portato all'ampliamento del piano terra, con l'aggiunta di un portico su tutto il lato ovest e di uno su parte del lato sud. In questa fase sono stati inoltre aggiunti dei poggiali con struttura lignea al secondo ed al terzo piano sulle facciate rivolte verso ovest, verso sud e verso est (Figura 15).



Figura 15: Foto storiche del 1960, viste sud e ovest (cortesia di Severino Riccadonna)

Un'ulteriore sopraelevazione parziale, realizzata negli anni '60, ha comportato l'aggiunta, sul lato nord, di un quinto ed ultimo piano fuori terra (Figura 16).



Figura 16: Foto sopraelevazione sul lato nord

La struttura ricettiva è stata dismessa a metà degli anni '90 e versa in uno stato di degrado avanzato.

1.3 SISTEMA STRUTTURALE E DETTAGLI COSTRUTTIVI

In seguito all'analisi storica ed al rilievo geometrico sono state analizzate le principali caratteristiche costruttive dell'intero organismo strutturale.

1.3.1 Murature portanti

Nel presente paragrafo sono elencate le diverse tipologie di muratura portante presenti, identificate a seguito di indagini visive previa rimozione dell'intonaco. Come già osservato nel paragrafo introduttivo, le murature dei piani interrato, terra, primo e secondo sono realizzate mediante elementi lapidei e malta di calce, mentre le murature aggiunte nelle successive fasi di sopraelevazione sono realizzate in mattoni pieni e malta di calce. Al primo piano è presente un unico paramento murario realizzato in blocchi squadrati (Figura 19). Vista la tipologia muraria e la sua posizione nel fabbricato, la costruzione di questo elemento risale probabilmente ad uno degli interventi di ammodernamento e riveste un'importanza marginale ai fini delle indagini.



Figura 17: Muratura piano interrato



Figura 18: Muratura piano terra



Figura 19: Muratura piano primo



Figura 20: Muratura piano primo



Figura 21: Muratura piano secondo



Figura 22: Muratura piano terzo

1.3.1.1 Valutazione della qualità muraria

Sulla base delle informazioni derivabili dai saggi visivi sono state compilate, seguendo la metodologia proposta da Borri e de Maria [1], le schede di valutazione riportate nelle Figure seguenti.



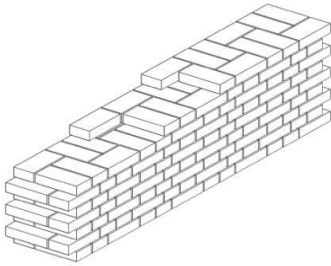
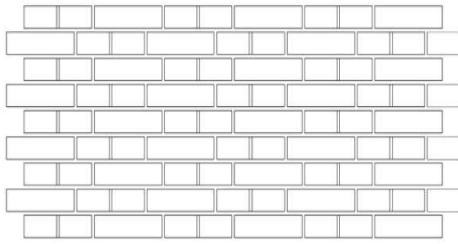
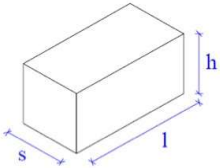
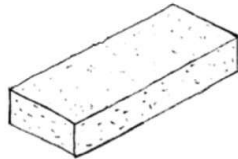
SCHEDA DI VALUTAZIONE DELLA QUALITA' MURARIA											N° 1	
Campioni di riferimento: Muratura portante 3° piano												
								FOTO				
								SCHEMI				
Assonometria				Prospetto								
<p><i>Muratura in laterizi (mattoni pieni) a 3 teste.</i></p> <p>Muratura realizzata con mattoni di forma regolare; tessitura muraria con prevalenza di ortostrati e presenza, piuttosto regolare, di diatoni. Sfalsamento dei giunti verticali; presenza di filari orizzontali, malta di bassa qualità.</p>											DESCRIZIONE	
<p>Laterizi mattoni di argilla cotta, di forma regolare. Malta di calce con polvere di cava, di qualità scadente.</p>											MATERIALI	
				<p>Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi:</p> <p>s = 10 ÷ 13 cm h = 5 ÷ 6 cm l = 24 ÷ 32 cm</p>								GEOMETRIA
OR.	P.D.	F. EL.	S.G.	D. EL.	MA.	R. EL.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano	CLASSE	
R	PR	R	R	PR	NR	R	Metodo punteggi	A	A	A		
Categoria Muratura								6	6	6.5	IGM	
Parametri meccanici								f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	τ_0 (N/cm ²)		
Con equazioni delle curve di correlazione (MIN-MAX)								357-536	1556-2189	6.2-9.0		

Figura 23: Scheda di valutazione muratura portante terzo piano

SCHEDA DI VALUTAZIONE DELLA QUALITA' MURARIA											N° 2
Campioni di riferimento: Muratura portante piano Interrato - Terra - 1° - 2°											
									FOTO		
									SCHEMI		
Assonometria			Prospetto			Sezione					
<p>Muratura di blocchi di pietra sbozzata</p> <p>Muratura in pietra calcarea, costituita da blocchi di forme varie ed irregolari disposte in modo casuale con interposizione di scaglie e frammenti delle stesse pietre. Tessitura muraria caotica, filari orizzontali e sfalsamento dei giunti verticali non rispettati. Assenza di diatoni.</p>											DESCRIZIONE
<p>Pietre calcaree di vario tipo, presenza limitata di ciottoli di fiume per lo più spaccati.</p> <p>Malta di calce e polvere di cava granulare, di qualità scadente.</p>											MATERIALI
			<p>Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi:</p> <p>s = 8 ÷ 15 cm h = 8 ÷ 15 cm l = 10 ÷ 26 cm</p>						GEOMETRIA		
OR.	P.D.	F. EL.	S.G.	D. EL.	MA.	R. EL.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano	CLASSE
NR	NR	PR	NR	NR	NR	R	Metodo punteggi	C	C	C	
Categoria Muratura								1.5	1	1	IQM
Parametri meccanici								f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	τ_0 (N/cm ²)	
Con equazioni delle curve di correlazione (MIN-MAX)								131-219	712-1049	2.3-3.7	

Figura 24: Scheda di valutazione muratura portante piano interrato, primo e secondo



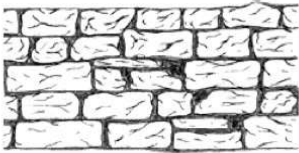

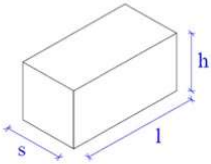
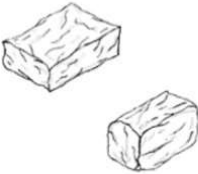
SCHEDA DI VALUTAZIONE DELLA QUALITA' MURARIA											N° 3		
Campioni di riferimento: Muratura portante piano 1°													
										FOTO			
												SCHEMI	
Assonometria				Prospetto				Sezione					
<p><u>Muratura di blocchi di pietra squadrata a doppio paramento.</u></p> <p>Muratura realizzata con blocchi di pietra squadrata con buona tessitura muraria, rispetto dei filari orizzontali e sfalsamento dei giunti verticali approssimativo, presenza di diatoni non completamente passanti e in percentuale ridotta rispetto alla superficie muraria.</p>											DESCRIZIONE		
<p>Pietre calcaree di vario tipo. Malta di calce e polvere di cava granulare, di qualità scadente.</p>											MATERIALI		
			<p>Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi:</p> <p>s = 12 ÷ 30 cm h = 8 ÷ 18 cm l = 15 ÷ 40 cm</p>									GEOMETRIA	
OR.	P.D.	F. EL.	S.G.	D. EL.	MA.	R. EL.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano	CLASSE		
R	PR	R	PR	NR	NR	R	Metodo punteggi	A	B	A			
Categoria Muratura								6.5	6	5	IQM		
Parametri meccanici								f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	τ_0 (N/cm ²)			
Con equazioni delle curve di correlazione (MIN-MAX)								400-593	1697-2375	5.6-8.2			

Figura 25: Scheda di valutazione muratura portante primo piano

1.3.2 Solai piani

L'identificazione della tipologia costruttiva dei solai è stata condotta, come per le murature, mediante saggi visivi, mettendo a nudo la parte strutturale degli impalcati in seguito alla rimozione degli strati di finitura. Per la denominazione dei solai si fa riferimento alla sezione A-A riportata in precedenza. Il solaio del piano terra è realizzato in conglomerato di calce e profili metallici come illustrato nella Figura 26 e nella Figura 27.



Figura 26: Solaio piano terra, intradosso



Figura 27: Solaio piano terra, estradosso

I solai del piano primo, secondo e terzo, la cui stratigrafia è illustrata nella Figura 28 e nella Figura 29, sono prevalentemente realizzati con struttura portante in legno di abete. Nella porzione a nord sono invece presenti solai in laterocemento probabilmente realizzati in concomitanza con la sopraelevazione parziale dell'edificio negli anni '60 in sostituzione dei solai originali in legno.

- 1 - Finitura in legno, $sp = 2,5\text{ cm}$
 - 2 - Tavolato $36 \times 3\text{ cm}$, $i = 45\text{ cm}$
 - 3 - Listelli $9,5 \times 2,5\text{ cm}$, $i = 65\text{ cm}$
 - 4 - Trave abete $22 \times 22\text{ cm}$, $i = 90\text{ cm}$
 - 5 - Malta paglia $sp = 4\text{ cm}$
 - 6 - Listelli $3 \times 1\text{ cm}$, $i = 8\text{ cm}$
 - 7 - Finitura intradosso
- $i =$ interasse
 $sp =$ spessore



Figura 28: Definizione elementi solaio

1.3.3 Copertura

L'edificio presenta una copertura con struttura portante lignea ed una pendenza media di circa 23°. A causa del cattivo stato di conservazione in cui versa il manto di copertura, diversi elementi lignei portanti risultano significativamente ammalorati. Come è possibile osservare nella Figura 32 e nella Figura 33, la copertura al livello C1 presenta diversi elementi portanti quali colmi, rompitratte, banchine, displuvi e compluvi. Questi trasferiscono i carichi verticali sulle capriate sottostanti oppure sui cordoli perimetrali.



Figura 31: Copertura cono visuale 1



Figura 32: Copertura cono visuale 2

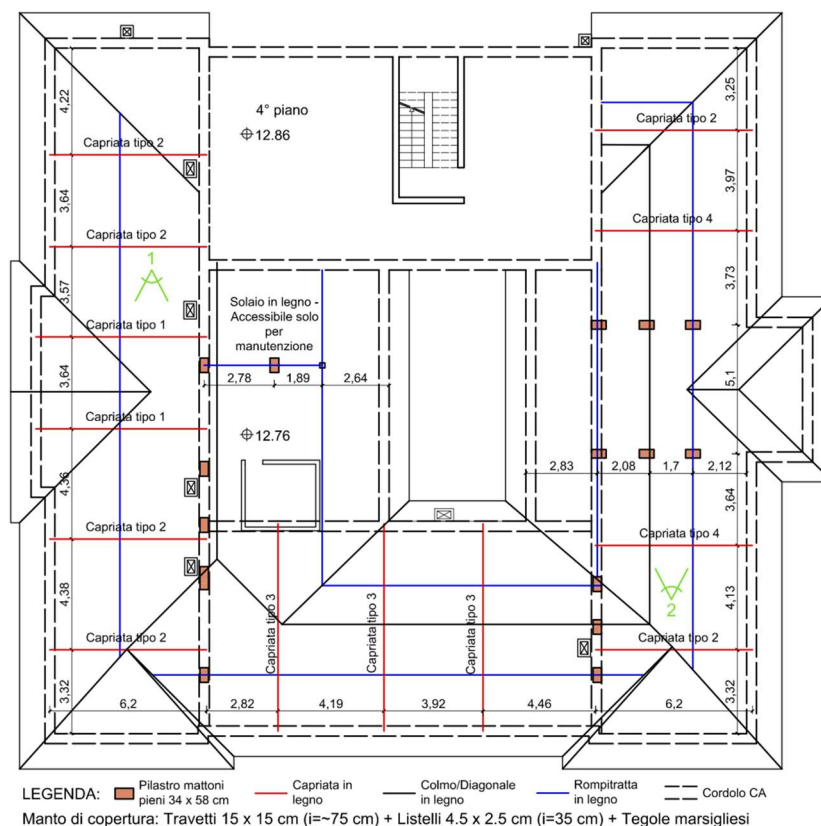


Figura 33: Pianta copertura terzo piano

Per quanto concerne la stratigrafia sono presenti i seguenti elementi:

- 1 – Tegole marsigliesi
 - 2 – Listelli $4,5 \times 2,5 \text{ cm}$, $i = 35 \text{ cm}$
 - 3 – Lamiera su supporto
 - 4 – Tavolato $sp = 2,5 \text{ cm}$
 - 5 – Travetti larice $15 \times 15 \text{ cm}$, $i = 75 \text{ cm}$
 - 6 – Cordolo c.a.
 - 7 – Capriata lignea
 - 8 – Rompitratte larice $20 \times 20 \text{ cm}$
- $i = \text{interasse}$
 $sp = \text{spessore}$

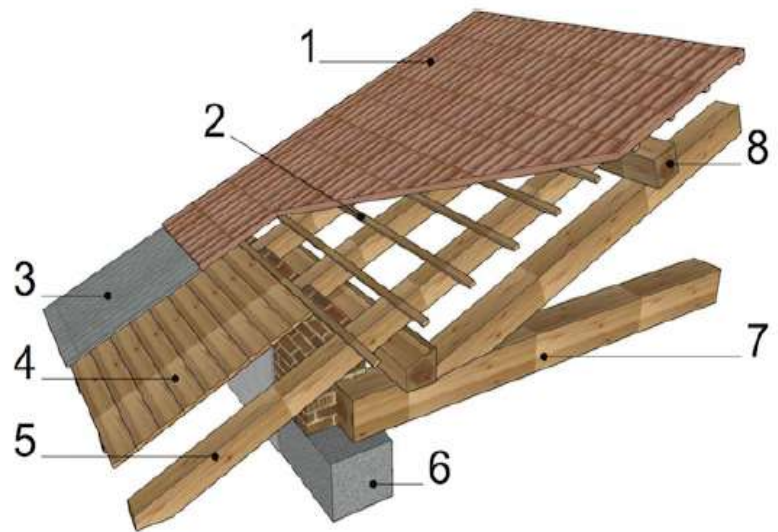


Figura 4.18: Definizione elementi copertura

Oltre al degrado legato alle infiltrazioni di acqua sono state riscontrate diverse problematiche di carattere strutturale, come è illustrato nella Figura 34 e nella Figura 35.



Figura 34: Nodi a sbalzo tra colmo e diagonale



Figura 35: Appoggio trave di colmo sul lato nord

La copertura al livello C2 presenta invece una semplice architettura a due falde la cui geometria è riportata nella Figura 36:

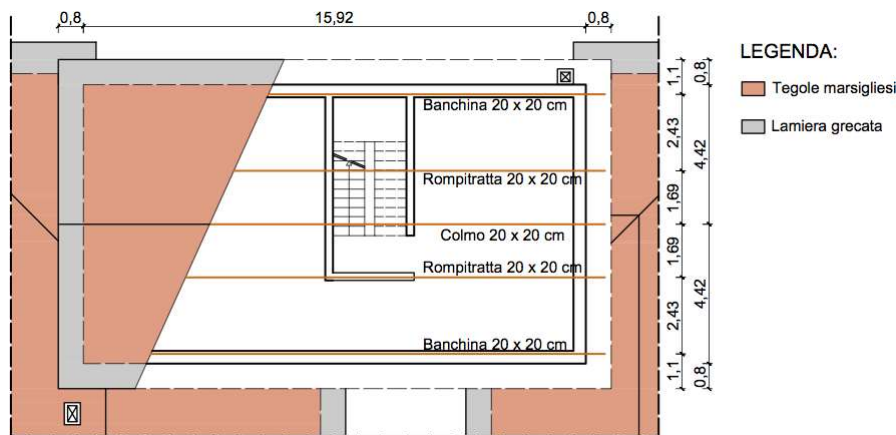


Figura 36: Pianta copertura quarto piano - 1:300

1.3.4 Scale

Per quanto riguarda invece i collegamenti verticali, la scala principale presenta una struttura portante composta da travi in legno sulle quali sono appoggiati i gradini in pietra (Figura 37). La struttura della scala di servizio sul lato nord è invece in cemento armato e la sua costruzione risale probabilmente agli anni '60.



Figura 37: Definizione elementi scala principale

1.3.5 Cordoli

Dal rilievo in-situ è stato possibile identificare la posizione e le dimensioni dei cordoli. Quest'ultimi sono situati alla base ed alla sommità del terzo piano, come si nota nella Figura 38. La sezione degli elementi in cemento armato presenta una dimensione di base pari allo spessore della parete mentre l'altezza della sezione è pari a 20 cm per il cordolo di base e 30 cm per quello in sommità.



1. Cordolo – 30 cm;
2. Piano terzo;
3. Cordolo - 20 cm.

Figura 38: Posizione dei cordoli

1.3.6 Architravi in muratura

Durante la fase di rilievo sono state individuate due differenti tipologie di architrave:

- nei piani con muratura portante in pietra e malta di calce gli architravi sono costituiti da un arco ribassato (Figura 39);
- nei piani con muratura portante in mattoni pieni gli architravi sono costituiti dal cordolo di sommità.



(a) Fascia in pietra e malta di calce



(b) Fascia in mattoni e malta di calce con cordolo

Figura 39: Tipologie di architravi individuate

1.3.7 Ammorsamento tra murature ortogonali

Un aspetto importante da considerare nel caso delle strutture murarie è il livello di ammorsamento tra paramenti ortogonali. In fase di rilievo è opportuno individuare le eventuali discontinuità costruttive, conseguenza dei processi di costruzione e trasformazione, come angolate o spalle inglobate senza ammorsamento da riprese murarie, oppure discontinuità costruttive nel nodo murario.

Alcuni indici dell'efficacia dell'ammorsamento sono la presenza, nelle zone d'angolo, di pietre squadrate di grande dimensione rispetto allo spessore delle pareti e la disposizione a "pettine" delle pietre.

Nel caso in esame quest'indagine è stata eseguita attraverso saggi visivi sugli spigoli delle murature come riportato in Figura 40 e in Figura 41, mettendo in evidenza un limitato grado di ammorsamento pareti ortogonali (sostanziale assenza di legature).

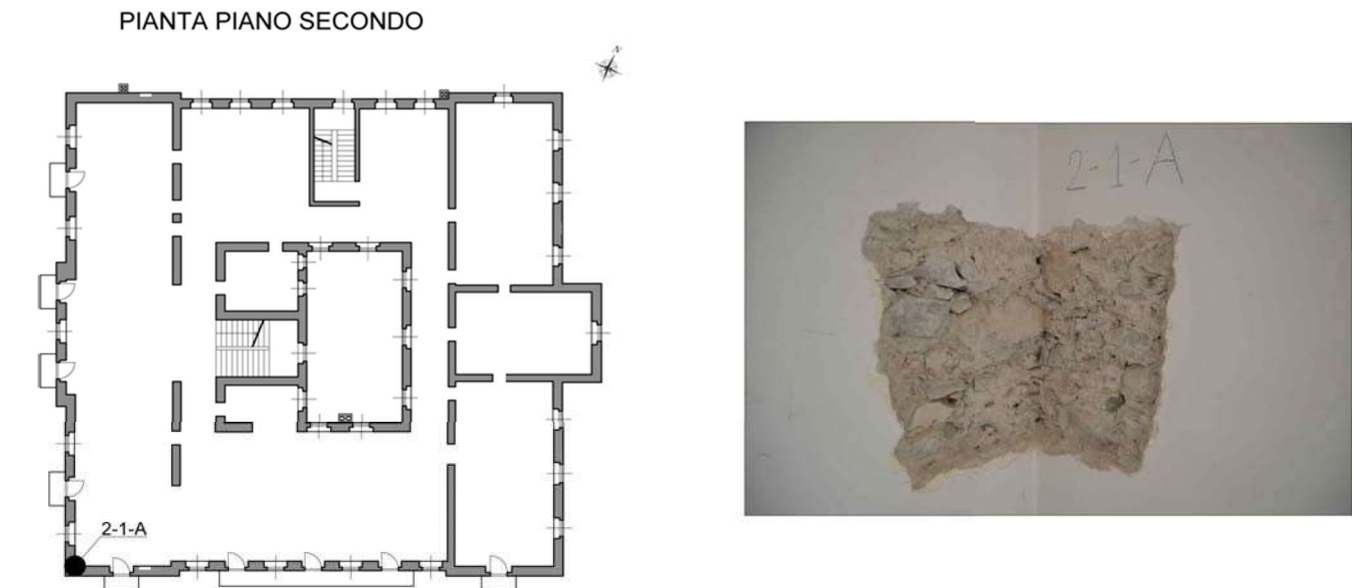


Figura 40: Ammorsamento murature secondo piano

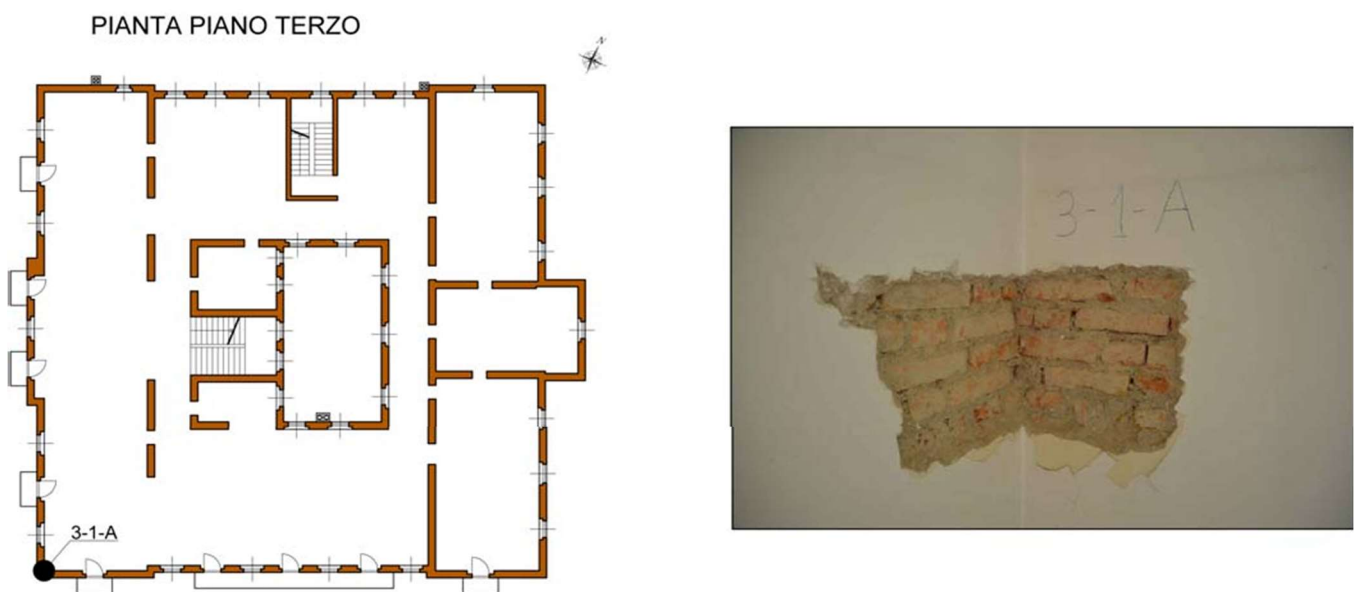


Figura 41: Ammorsamento murature terzo piano

A seguito di tutti i saggi visivi con rimozione dell'intonaco, in una parete muraria adiacente alla scala principale si riscontra una netta discontinuità tra paramenti murari, come riportato in Figura 42.

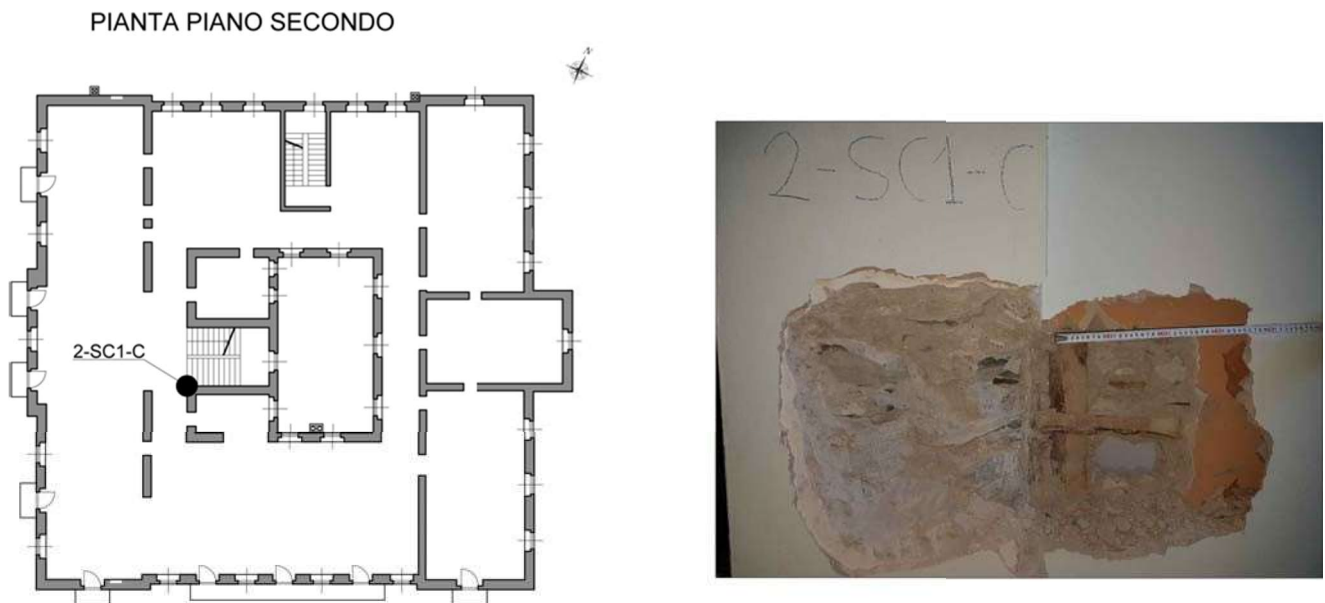


Figura 42: Ammorsamento murature vano scale

1.4 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

Oltre alle indagini visive, sono state anche eseguite prove sperimentali in sito, sui solai di piano e sulla copertura al terzo piano, e prove sperimentali in laboratorio, su diversi campioni estratti dalle singole componenti della muratura (blocchi e malta).

1.4.1 Caratterizzazione sperimentale delle murature

Sono state condotte una serie di prove meccaniche su campioni di materiale estratti dalle murature dell'edificio, prendendo in considerazione le malte, i mattoni pieni e gli elementi lapidei.

1.4.1.1 Caratterizzazione della malta

La caratterizzazione della malta esistente è stata condotta mediante prove di compressione monoassiale svolte sulla base delle indicazioni fornite dalla norma EN 1015-11 [2] (ASTM C 109-08 [3] e NZSEE 2015 [4]). I campioni di malta estratti dalle murature sono stati regolarizzati in modo da ottenere provini di forma approssimativamente prismatica. Le superfici caricate sono state rese planari mediante l'applicazione di un sottile strato di gesso dentale al fine di garantire una distribuzione uniforme degli sforzi di compressione [5]. Un'alternativa possibile per la caratterizzazione delle malte consiste nell'eseguire prove debolmente invasive quali ad esempio test

penetrometrici. Per questo tipo di prove occorre prestare attenzione alla dipendenza dei risultati dal tipo di strumento utilizzato [6].



Figura 43: Campioni irregolari estratti dalla muratura

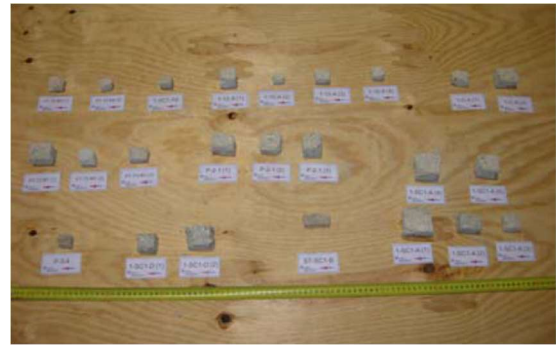


Figura 44: Campioni di malta dopo la prima fase di preparazione

Nella Figura 45 sono indicati i punti di provenienza dei diversi campioni, estratti da diverse parti dell'edificio, oltre alle nomenclature utilizzate.



Figura 45: Localizzazione dei punti di estrazione dei campioni di malta e nomenclatura adottata

I risultati ottenuti sono riassunti nella Tabella 1 e nella Tabella 2 dove:

- l è la massima dimensione della sezione del provino;
- t è la minima dimensione della sezione del provino;
- h è l'altezza del provino;
- f'_{ji} è la resistenza a compressione osservata;
- f'_j è la resistenza a compressione corretta, per tenere conto del rapporto di forma del provino;
- α_{tl} e α_{ht} sono i coefficienti correttivi valutati in accordo con la formulazione di Lumantarna (2012) [7].

Come anticipato, al fine di tenere in considerazione l'influenza del rapporto di forma dei provini sulla resistenza osservata, i risultati delle prove sono stati corretti mediante la formulazione proposta da Lumantarna (2012) [7]. In alcuni casi (valori in arancione) i rapporti geometrici limite indicati in Lumantarna (2012) non sono stati rispettati ma i relativi valori di resistenza sono comunque stati considerati nelle medie riportate nelle tabelle.

Tabella 1: Risultati delle prove di compressione su campioni estratti da muratura in mattoni pieni e malta di calce

ID	l [mm]	t [mm]	h [mm]	Peso [g]	h grosso [mm]	Carico Max [N]	Sforzo f'_{ji} [MPa]	h/t	t/l	M.F.	α_{tl}	α_{ht}	Sforzo f'_j [MPa]	Media [MPa]	
P3-3	56.0	41.0	32.0	96.6	31.5	4360	1.90	0.78	0.73	1.31	0.89	0.76	1.28	1.28	
P3-4	-	27.5	24	18.3	17.5	25	3760	5.70	0.76	0.87	1.35	0.95	4.00		
	1	42.0	33.0	16.0	40.9	22.0	23800	17.17	0.48	0.79	2.10	0.91	7.44	5.41	
	3	34.0	31.0	20.0	36.6	25.0	8520	8.08	0.65	0.91	1.62	0.96	4.80		
P3-1	1	29.0	24.0	19.0	27.9	26.0	6490	9.32	0.79	0.83	1.29	0.93	6.70		
	2	48.0	37.0	43.0	147.3	47.0	1950	1.10	1.16	0.77	0.92	0.90	1.08	2.85	
	3	42.0	37.0	38.0	100.9	42.0	1220	0.79	1.03	0.88	0.98	0.95	0.76		
P3-7	32.0	17.0	21.0	26.5	28.0	5150	9.47	1.23	0.53	0.92	0.80	1.09	8.25	8.25	
	30.0	24.0	28.0	40.5	34.0	2300	3.19	1.17	0.80	0.92	0.92	1.09	3.19		
P3-5	1	23.0	21.0	23.0	23.9	27.0	2940	6.09	1.10	0.91	0.94	0.96	1.07	4.83	
	2	26.0	17.0	22.0	19.2	26.0	2460	5.57	1.29	0.65	0.94	0.85	1.06	5.04	
P3-6	1	43.0	43.0	27.0	103.8	30.0	19990	10.81	0.63	1.00	1.67	1.00	6.48		
	2	43.0	32.0	24.0	70.0	31.0	10100	7.34	0.75	0.74	1.38	0.89	4.76	5.02	
	3	23.0	22.0	21.0	20.9	26.0	2460	4.86	0.95	0.96	1.05	0.98	4.56		
	4	27.0	27.0	25.0	49.7	31.0	3350	4.60	0.93	1.00	1.08	1.00	4.26		
													Media	4.59	4.61
													CoV	0.50	0.52

Tabella 2: Risultati delle prove di compressione su campioni estratti da muratura in pietra e malta di calce

ID		l [mm]	t [mm]	h [mm]	Peso [g]	h gesso [mm]	Carico Max [N]	Sforzo f'_{ji} [MPa]	h/t	t/l	M.F.	α_{01}	α_{02}	Sforzo f'_j [MPa]	Media [MPa]	
P1-4	1	44.0	34.0	27.0	69.4	32.0	5830	3.90	0.79	0.77	1.29	0.90	0.78	2.74	2.96	
	2	26.0	26.0	21.0	27.2	31.0	3300	4.88	0.81	1.00	1.26	1.00	0.79	3.87		
	3	29.0	28.0	27.0	40.5	30.0	1940	2.39	0.96	0.97	1.04	0.99	0.97	2.27		
P1-5	1	21.0	21.0	23.0	23.6	29.0	2090	4.74	1.10	1.00	0.94	1.00	1.07	5.06	4.14	
	2	23.0	22.0	26.0	29.8	33.5	1400	2.77	1.18	0.96	0.92	0.98	1.09	2.97		
	3	23.0	23.0	21.0	24.9	29.0	2540	4.80	0.91	1.00	1.10	1.00	0.91	4.38		
P1-1	1	30.0	28.0	31.0	52.2	37.0	1150	1.37	1.11	0.93	0.93	0.97	1.07	1.43	2.97	
	2	31.0	30.0	26.0	52.2	32.0	6430	6.91	0.87	0.97	1.16	0.99	0.86	5.87		
	3	26.0	24.0	25.0	36.5	30.0	1600	2.56	1.04	0.92	0.97	0.97	1.03	2.57		
	4	50.0	37.0	21.0	66.3	26.5	7730	4.18	0.57	0.74	1.84	0.89	0.54	2.03		
P1-6	1	42.0	36.0	32.0	119.5	36.5	6480	4.29	0.89	0.86	1.13	0.94	0.89	3.57	2.52	
	2	30.0	30.0	20.0	35.2	26.5	3580	3.98	0.67	1.00	1.57	1.00	0.64	2.54		
	3	30.0	20.0	26.0	36.0	30.5	1600	2.67	1.30	0.67	0.95	0.86	1.06	2.42		
	4	32.0	28.0	28.0	43.5	35.0	1480	1.65	1.00	0.88	1.00	0.95	1.00	1.57		
P1-2	1	30.0	29.0	25.0	49.0	28.5	3680	4.23	0.86	0.97	1.17	0.99	0.85	3.57	3.57	
P1-3	2	42.0	28.0	24.0	59.6	31.0	4550	3.87	0.86	0.67	1.18	0.86	0.85	2.83	2.83	
P2-2	1	34.0	31.0	34.0	75.5	37.0	2830	2.69	1.10	0.91	0.94	0.96	1.07	2.76	2.26	
	2	29.0	23.0	22.0	23.6	26.0	1540	2.31	0.96	0.79	1.04	0.91	0.96	2.02		
	3	30.0	25.0	20.0	23.0	25.5	1420	1.89	0.80	0.83	1.28	0.93	0.78	1.38		
	4	22.0	22.0	21.0	17.9	27.0	1460	3.02	0.95	1.00	1.05	1.00	0.96	2.88		
1-SC1-B	-	35.0	26.0	20.0	-	28.0	2125	2.34	0.77	0.74	1.34	0.89	0.75	1.56	1.56	
2-SC1-C	-	35.0	30.0	24.0	-	28.0	1343	1.28	0.80	0.86	1.28	0.94	0.78	0.94	0.94	
1-SC1-D	-	36.0	32.0	28.0	-	32.0	1685	1.46	0.88	0.89	1.15	0.95	0.87	1.21	1.21	
1-C-A	-	45.0	22.0	20.0	-	24.0	1113	1.12	0.91	0.49	1.10	0.79	0.91	0.80	1.47	
	1	36.7	25.6	25.6	33.0	29.0	2035	2.17	1.00	0.70	1.00	0.87	1.00	1.89		
PT-T3-M1	1	45.5	37.3	33.5	91.0	37.0	9315	5.49	0.90	0.82	1.12	0.92	0.90	4.54	3.11	
	2	30.9	29.6	29.3	33.0	34.0	1570	1.72	0.99	0.96	1.01	0.98	0.99	1.67		
P-2-1	1	47.0	36.0	35.0	79.5	36.0	4150	2.45	0.97	0.77	1.03	0.90	0.97	2.15	3.17	
	2	43.0	40.2	24.5	59.0	26.5	14440	8.35	0.61	0.93	1.72	0.97	0.58	4.73		
	3	39.5	38.8	37.7	84.0	40.0	4185	2.73	0.97	0.98	1.03	0.99	0.97	2.64		
ST-SC1-B	2	26.0	26.0	18.0	-	24.0	1104	1.63	0.69	1.00	1.50	1.00	0.66	1.09	1.09	
PT-T5-M4	1	33.5	27.0	21.0	17.5	23.0	1698	1.88	0.78	0.81	1.32	0.92	0.76	1.31	1.35	
	2	25.0	23.0	22.0	17.0	25.0	870	1.51	0.96	0.92	1.04	0.97	0.96	1.40		
1-10-A	1	35.3	35.0	33.0	53.0	36.0	1775	1.44	0.94	0.99	1.06	1.00	0.94	1.35	1.86	
	2	26.0	22.0	18.5	13.0	22.0	1845	3.23	0.84	0.85	1.20	0.94	0.83	2.51		
	3	32.5	27.0	22.5	27.0	29.0	2505	2.85	0.83	0.83	1.22	0.93	0.82	2.18		
	4	29.0	25.4	21.0	19.0	27.0	1343	1.82	0.83	0.88	1.23	0.95	0.81	1.41		
T-SC1-A2	-	27.0	25.0	23.0	21.0	24.0	1538	2.28	0.92	0.93	1.09	0.97	0.92	2.03	2.03	
1-SC1-A	-	46.0	45.0	42.0	-	-	1320	0.64	0.93	0.98	1.07	0.99	0.93	0.59	1.99	
	1	53.0	53.0	27.0	108.0	32.0	9925	3.53	0.51	1.00	2.02	1.00	0.50	1.75		
	3	33.0	33.0	20.0	33.0	24.0	6195	5.69	0.61	1.00	1.73	1.00	0.58	3.29		
	4	48.0	44.0	35.5	117.0	44.0	5445	2.58	0.81	0.92	1.26	0.97	0.79	1.97		
	5	43.0	37.0	31.5	90.0	44.0	4695	2.95	0.85	0.86	1.19	0.94	0.84	2.34		
														Media	2.52	2.56
														CoV	0.63	0.52

1.4.1.2 Caratterizzazione dei mattoni

La caratterizzazione dei mattoni è stata svolta in accordo con i dettami della Norma EN 771-1 e relativo annesso A1 [8] e ASTM C67-03a [9]. I mattoni estratti, nelle posizioni evidenziate nella Figura 46, sono stati inizialmente sottoposti a prove di flessione a tre punti (Figura 47) che hanno permesso di valutare il modulo di rottura (MoR), parametro correlato alla resistenza a trazione monoassiale, f_t . Le parti di mattone risultanti dalla predetta prova di flessione sono successivamente state rifilate per ottenere dei provini da sottoporre a prova di compressione monoassiale (Figura 48). Come nel caso dei campioni di malta, le superfici a contatto con la macchina di prova sono state regolarizzate mediante l'aggiunta di un sottile strato di gesso dentale (Figura 49).

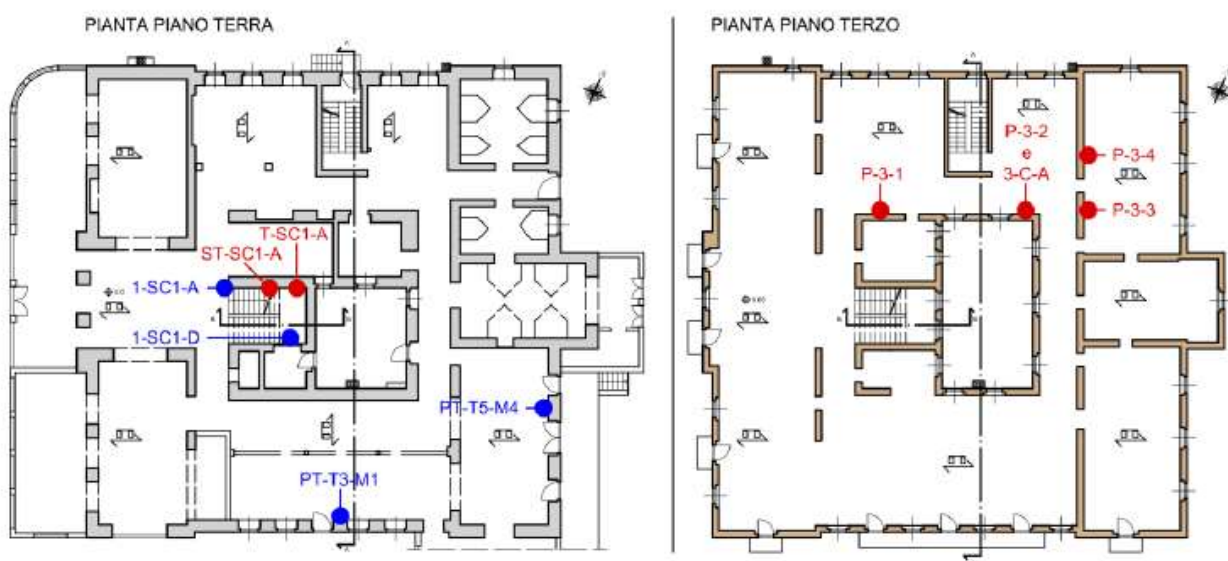


Figura 46: Localizzazione dei punti di estrazione dei campioni e nomenclatura adottata (in rosso sono indicati i campioni in mattoni, in blu quelli in pietra)



Figura 47: Prova di flessione a tre punti



Figura 48: Fase di taglio dei mattoni



Figura 49: Campione pronto per la prova di compressione



Figura 50: Prova di compressione monoassiale

Nelle Tabella 3 e Tabella 4 sono riassunti, rispettivamente, i risultati ottenuti dalle prove di flessione a tre punti e di compressione monoassiale.

Tabella 3: Risultati delle prove di flessione a tre punti svolte sui mattoni pieni

ID	Lungh. [cm]	Spes. [cm]	Altez. [cm]	Carico Max [N]	X [mm]	MoR [MPa]	$f_{t,monoass}$ [MPa]
3-C-A	20.5	10.0	5.0	6880.0	6.5	7.93	6.60
P-3-1	23.0	10.8	5.3	2490.0	28.0	2.14	1.79
P-3-2	21.0	11.0	5.5	3017.5	2.0	2.80	2.34
P-3-3	21.0	10.5	4.8	4530.0	5.0	5.62	4.68
P-3-4	20.5	10.5	5.0	4385.0	12.5	4.51	3.76
ST-SC1-A1	21.5	10.5	5.0	5052.5	31.5	4.39	3.66
ST-SC1-A2	21.5	10.6	5.3	3820.0	11.5	3.69	3.08
					Media	4.44	3.70
					CoV	0.43	0.43

Tabella 4: Risultati delle prove a compressione svolte sui mattoni pieni

ID		Lungh. [cm]	Spes. [cm]	Altez. [cm]	Area [cm ²]	Vol. [cm ³]	Peso [g]	P. spec. [g/cm ³]	Carico [kN]	Sforzo [MPa]
3-C-A	1	9.6	10.0	5.0	96.0	480.0	-	-	180.0	18.75
	2	5.0	5.0	5.5	25.0	137.5	-	-	29.4	11.76
	3	5.0	5.0	5.5	25.0	137.5	-	-	22.9	9.15
T-SC1-A	-	7.5	6.6	5.1	49.5	252.5	-	-	88.3	17.83
P-3-1	1	10.7	11.2	5.3	119.8	629.2	852.4	1.35	87.8	7.33
	2	8.7	10.6	5.3	92.2	484.2	675.9	1.40	63.8	6.92
P-3-2	-	10.7	10.4	5.3	111.3	589.8	1124.3	1.91	167.6	15.06
P-3-3	1	10.0	10.0	5.0	100.0	500.0	905.3	1.81	155.6	15.56
	2	10.0	9.2	5.0	92.0	460.0	761.6	1.66	153.7	16.70
P-3-4	1	10.2	8.8	5.0	89.8	448.8	756.2	1.68	215.1	23.96
	2	9.0	10.2	5.1	91.8	468.2	800.7	1.71	183.1	19.94
ST-SC1-A1	1	7.6	10.7	5.2	81.3	422.9	692.3	1.64	108.8	13.38
	2	10.6	8.0	5.2	84.8	441.0	713.7	1.62	147.0	17.34
ST-SC1-A2	1	9.6	10.6	5.1	101.8	519.0	849.4	1.64	152.9	15.03
	2	11.0	6.6	5.1	72.6	370.3	572.2	1.55	99.8	13.75
									Media	14.83
									CoV	0.32

1.4.1.3 Caratterizzazione della pietra naturale

La campagna di prove per la caratterizzazione dei materiali ha preso in considerazione anche gli elementi lapidei costituenti le murature in pietra naturale e malta di calce, secondo il documento UNI EN 1926 [10]. I campioni estratti sono stati tagliati in modo da ottenere due facce planari e parallele tra loro sulle quali sono stati poi applicati gli sforzi di compressione. I valori di resistenza sono stati valutati con riferimento alla sezione resistente media dei provini, ottenendo i risultati riassunti nella Tabella 5.

Tabella 5: Risultati delle prove a compressione sulla pietra naturale

ID		Area 1 [cm ²]	Area 2 [cm ²]	Area media [cm ²]	Altez. [cm]	Peso [g]	Carico Max [kN]	Sforzo [MPa]
PT-T5-M4	1	98.71	96.97	97.84	6.2	1631	1003	102.5
	2	82.06	43.22	62.64	8.1	1484	373	59.5
1-SC1-D	-	39.30	37.70	38.50	12.0	1366	207	53.6
PT-T3-M1	-	48.60	43.26	45.93	7.5	994	239	52.0
1-SC1-A	-	41.34	33.33	37.34	6.8	701	200	53.6
Media								64.3
CoV								0.33

1.4.2 Caratterizzazione sperimentale degli elementi lignei

La caratterizzazione dei materiali ha interessato anche gli elementi lignei della copertura e di una porzione di solaio. In seguito alla classificazione a vista sono state condotte delle prove strumentali riassunte in seguito.

1.4.2.1 Classificazione a vista

La classificazione a vista degli elementi strutturali lignei di copertura è stata condotta in accordo con le indicazioni fornite dalla Norma UNI 11035-2:2010 a [11] ed in base alle definizioni di cui alla Norma UNI 11035-1:2010 b [12]. In tutti i casi la specie legnosa riscontrata è abete e la categoria resistente la S3, cui corrisponde la classe di resistenza C18 così come definita dalla Norma EN338 [13].

1.4.2.2 Prove strumentali

Sugli elementi lignei sono state svolte le prove strumentali riassunte di seguito:

- Prova igrometrica: è una prova locale che consiste nella misurazione dell'umidità presente nell'elemento ligneo. Nel caso specifico è stato utilizzato un igrometro digitale con elettrodi di lunghezza pari ad 8 mm, pertanto i valori di umidità rilevati sono da intendersi come relativi alla superficie esterna degli elementi (Figura 51);
- Prova con trapano strumentato: la prova ha carattere locale e fornisce il profilo qualitativo di densità del legno in funzione della lunghezza di penetrazione (Figura 52);
- Prova penetrometrica: consiste nella misurazione della lunghezza di infissione di un chiodo soggetto ad un impulso di energia prestabilita, correlabile al modulo elastico dell'elemento.

Nel caso specifico è stato utilizzato un battitore caratterizzato da un'energia di battitura costante e pari a 6 J. I risultati della prova permettono di stimare la densità del legno.



Figura 51: Prova igrometrica



Figura 52: Prova con trapano strumentato



Figura 53: Prova penetrometrica

I risultati ottenuti dalle prove svolte sugli elementi strutturali evidenziati nella Figura 54 e sul solaio S1, sono riassunti nelle schede che seguono. In rosso sono evidenziati i valori di modulo elastico ricavati dalla prova penetrometrica, che tuttavia non risultano ragionevoli. La media dei valori ottenuti, relativamente a modulo elastico e densità di tutti gli elementi sottoposti alle prove risulta:

$$E_{0,mean} = 19200 \text{ MPa}; \rho_{mean} = 410 \text{ kg/m}^3$$

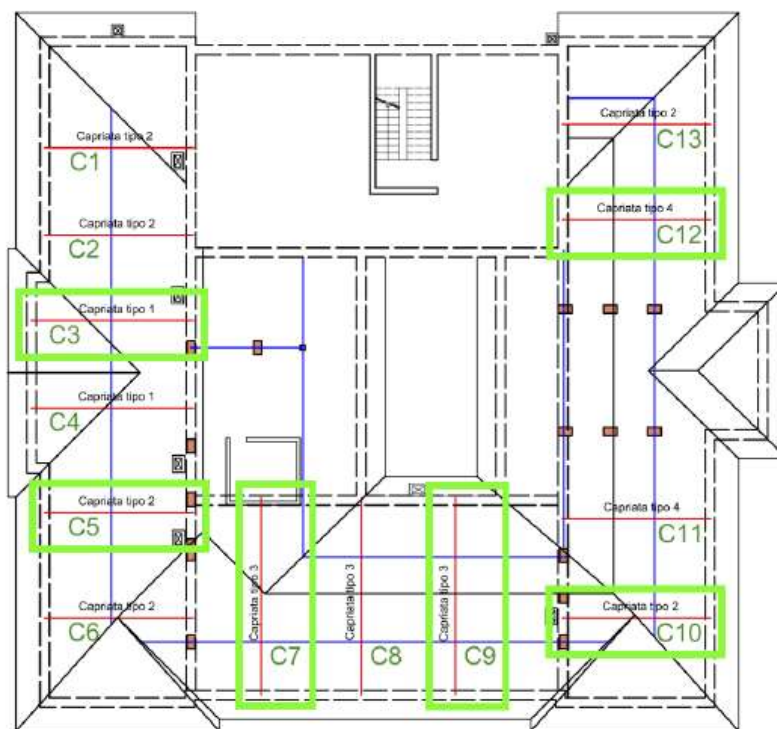


Figura 54: Elementi lignei sottoposti ai test

ID Elemento: Solaio S1-1					
Umidità		Penetrometro			
ID test	%	ID test	[mm]	E [MPa]	ρ [kN/m ³]
U-1	11.3	P-1	9.20	24870	424
U-2	13.4	P-2	5.00	42325	441
U-3	13.4	P-3	3.65	55690	446
U-4	13.4	P-4	8.10	27791	428
U-5	11.2	P-5	10.00	23126	421
U-6	11.4	P-6	10.80	21625	417
U-7	13.4	P-7	11.00	21282	417
U-8	13.4				
U-9	13.4				
		Media	10,90	21453	417
		NOTE:	Valori di umidità tutti inferiori al 20% Esclusione di valori per la stima del modulo elastico e densità Curve resistograph senza particolari anomalie		
		R - EXT Inclinaz. 90°			
		R - INT Inclinaz. 90°			

Figura 55: Scheda test solaio S1-1

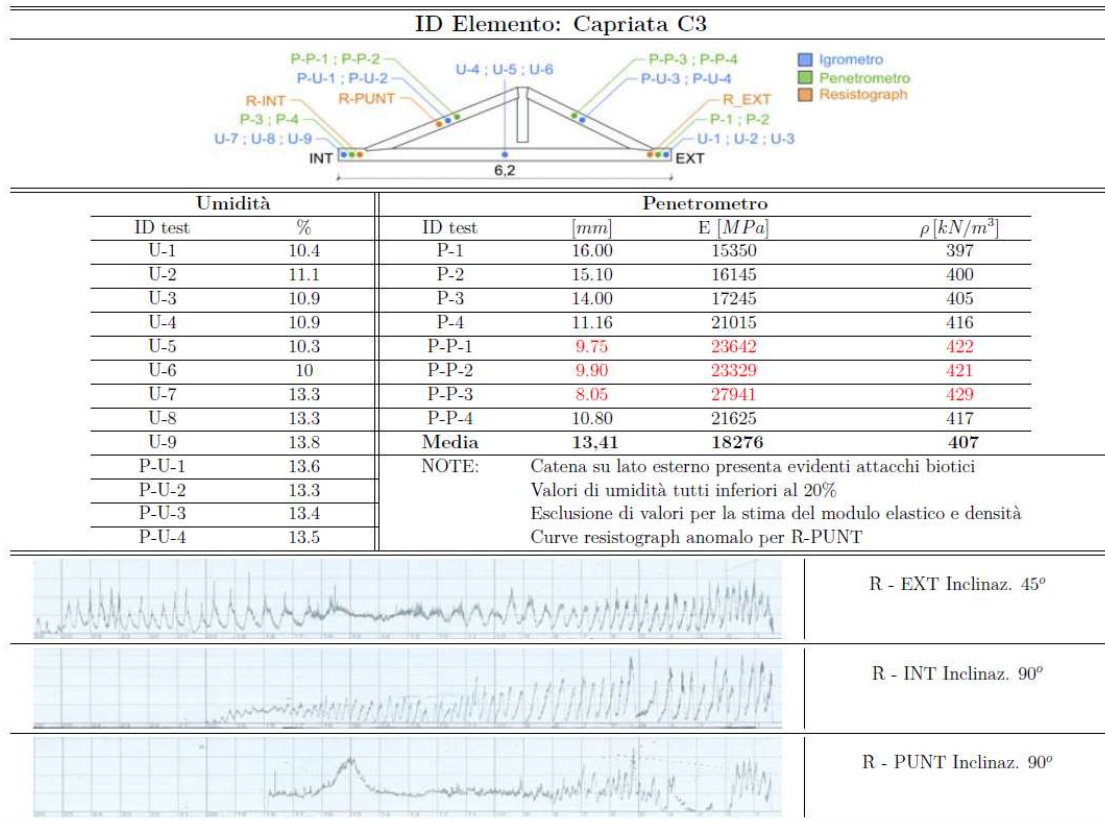


Figura 56: Scheda test capriata C3

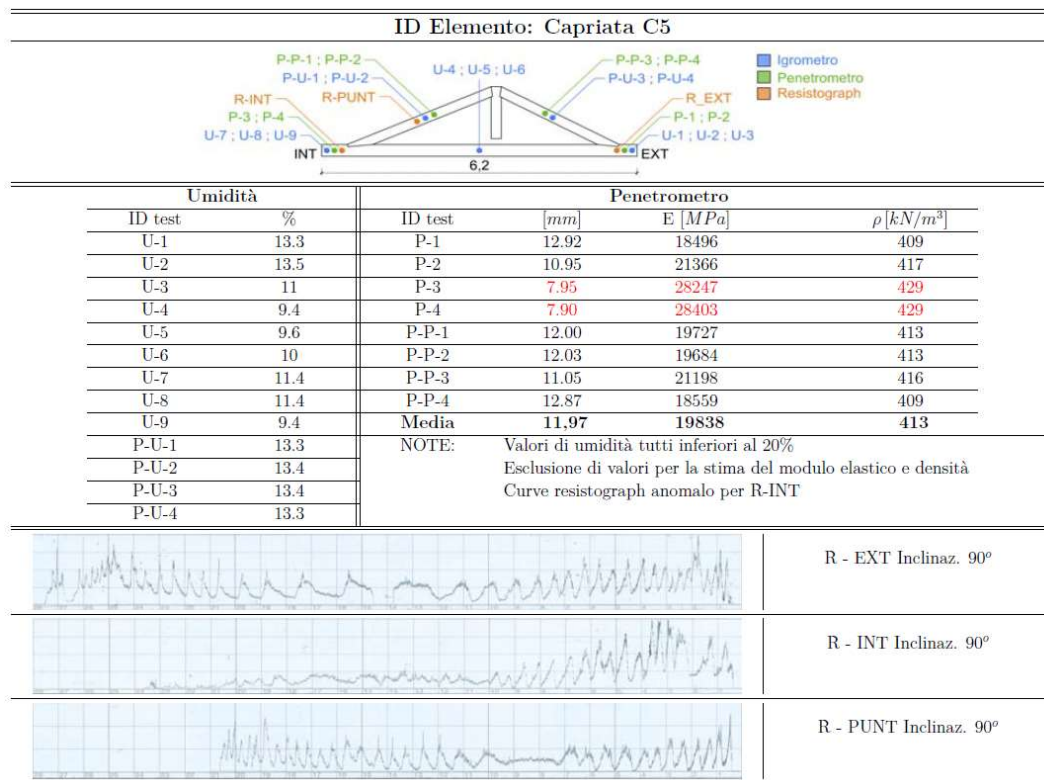


Figura 57: Scheda test capriata C5

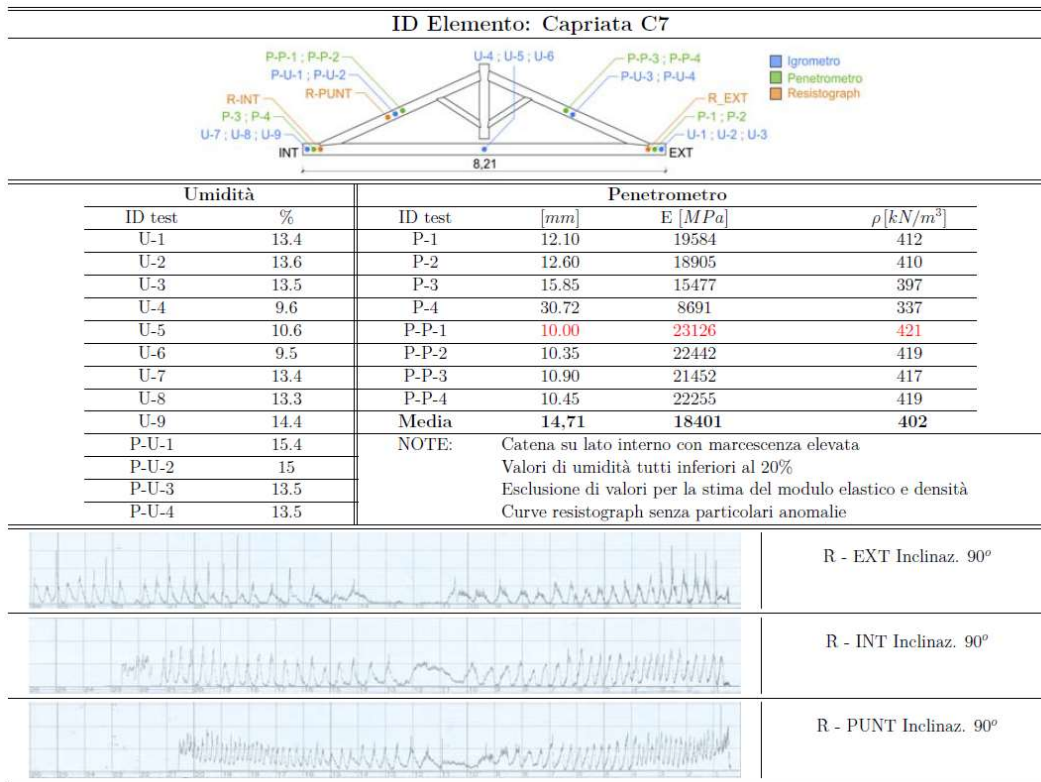


Figura 58: scheda test capriata C7

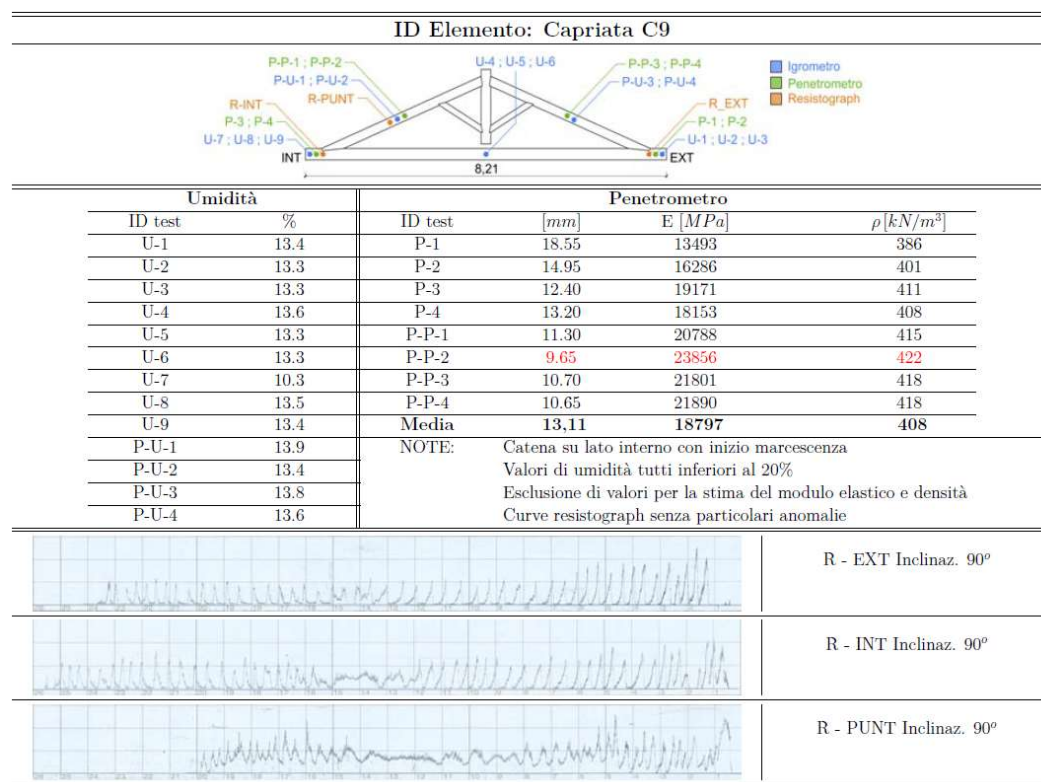


Figura 59: Scheda test capriata C9

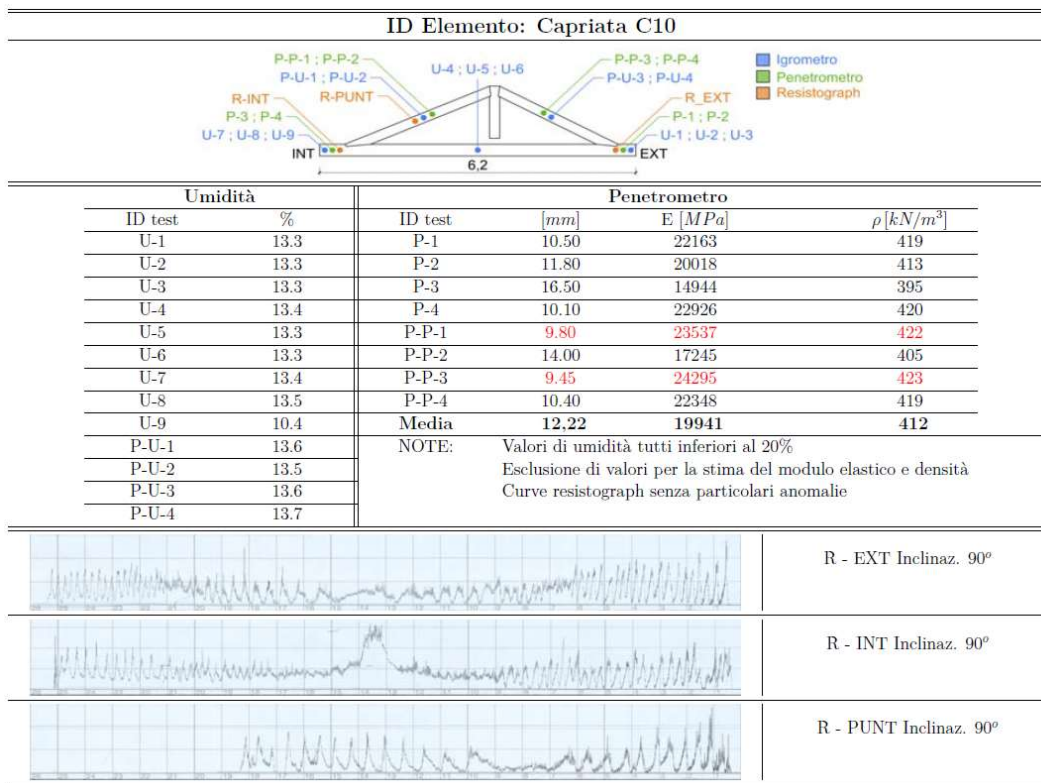


Figura 60: Scheda test capriata C10

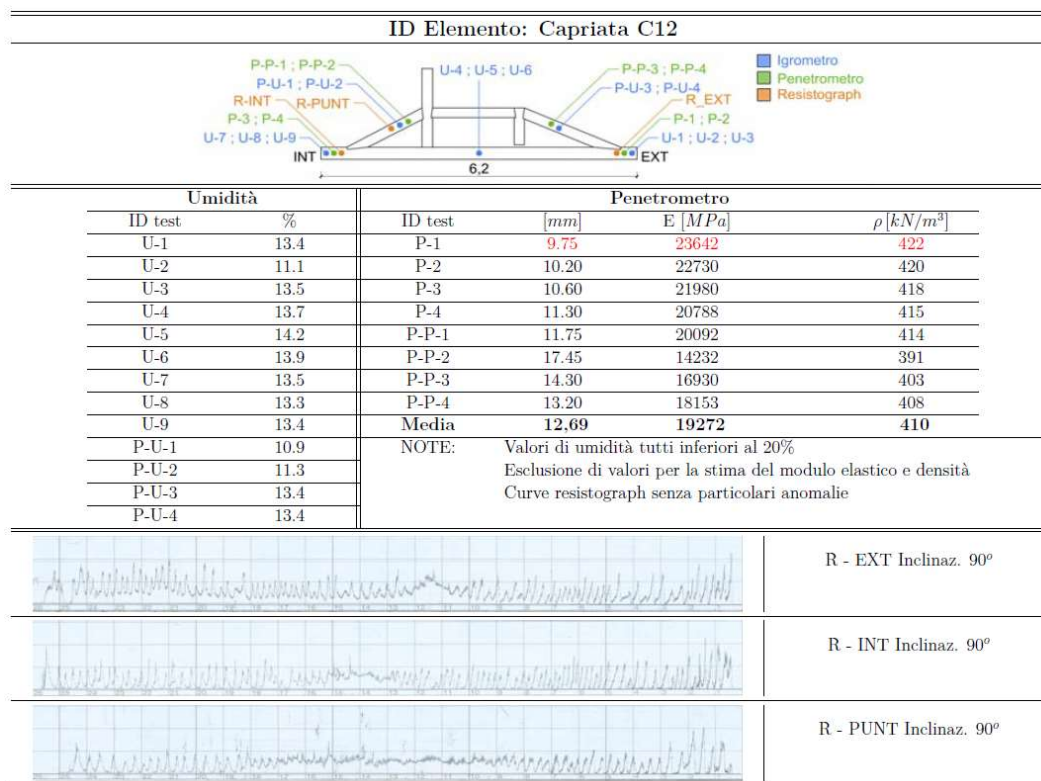


Figura 61: Scheda test capriata C12

1.4.3 Proprietà adottate

1.4.3.1 Proprietà delle murature

In seguito all'analisi storico-critica, al rilievo geometrico-dimensionale, alle indagini visive con rimozione delle finiture sugli elementi strutturali e sui dettagli costruttivi, e alle prove di laboratorio eseguite sui materiali, si intende raggiunto il livello di conoscenza LC2, come indicato al §C8.5.4 [14].

Alla luce delle indicazioni ottenute dal metodo dell'Indice di Qualità Muraria, sono state individuate tre tipologie di muratura tra quelle proposte in normativa che presentano caratteristiche compatibili con quelle rilevate dalle indagini in sito:

- *Muratura in mattoni pieni e malta di calce;*
- *Muratura irregolare di pietra tenera;*
- *Muratura a blocchi lapidei squadriati.*

Per le tipologie di muratura presenti nell'edificio caso studio sono stati adottati i valori intermedi delle proprietà fornite nella tabella C8.5.1 della Circolare [14] (Figura 62), ad eccezione dei paramenti realizzati in blocchi squadriati, per i quali si sono adottati i valori inferiori. Nonostante i test realizzati sui campioni di malta abbiano fornito valori di resistenza a compressione relativamente elevati, si è preferito non applicare alcun coefficiente migliorativo legato alla presenza di malta di caratteristiche buone.

Questi valori elevati di resistenza ottenuti sperimentalmente non sono stati considerati rappresentativi della reale condizione dei paramenti murari. Questa scelta è stata effettuata considerando che, a causa di una certa variabilità dello spessore dei giunti di malta (in media 15 mm) e a causa della difficoltà di prelevare campioni indisturbati, i campioni di malta sono inevitabilmente caratterizzati da differenti forme e dimensioni, con la dimensione minore (l'altezza del provino) tipicamente lungo la direzione dello spessore del giunto. Stimare la resistenza a compressione da campioni piccoli e irregolari di malta storica può risultare difficoltoso poiché i risultati ottenuti dipendono dalla dimensione e dalla geometria dei campioni [15] [16]. Questo aspetto è stato considerato nel presente lavoro facendo riferimento ai fattori di normalizzazione introdotti da Lumantarna [7]. L'adozione di tali fattori fornisce valori di resistenza a compressione paragonabili con quelli ottenuti da provini cubici di dimensioni standard di 50 mm [3]. Questi valori eccedono quanto comunemente ci si aspetta da malte a base di calce (< 3-4 MPa). Alternativamente, utilizzando la formulazione proposta da Drdàcky [17] per provini di forma quadrata di malta a base di calce, si otterrebbero dei valori di

resistenza minori, come riportato in [18]. Inoltre occorre considerare che solo nei punti in cui la malta si trovava in condizioni migliori è stato possibile prelevare i campioni. Infatti tale prelievo risulta molto difficoltoso nei punti dove la malta era più degradata.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{V0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(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 squadriati	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 ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 62: Tabella C8.5.I Circolare 21 gennaio 2019 [14]

1.4.3.2 Proprietà dei solai lignei

Infine, per quanto riguarda i solai di piano e la copertura al terzo piano, in seguito alle indagini visive, alle prove sperimentali condotte in situ sulle travi dei solai e sulle capriate della copertura, e all'interpretazione dei risultati ottenuti, si sono classificati gli elementi lignei portanti secondo le UNI 11035-2:2010 [12], identificando come specie legnosa il legno di abete. Stando al prospetto 1 delle UNI 11035-2:2010 [12], esso viene classificato come "Conifere 1". Deve poi essere scelta la categoria di appartenenza in funzione del difetto peggiore presente nei vari elementi lignei. Nel caso in esame, la quasi totalità degli elementi lignei presenta forti smussature, pertanto è stata attribuita una categoria S3. Per questa categoria, i parametri di resistenza sono indicati nel prospetto 5 delle UNI 11035-2:2010 [19], riportato in Figura 63. Il modulo a taglio nel piano dei solai lignei è stato assunto pari a 150 kN/m, sulla base dei valori ottenuti sperimentalmente presenti in letteratura.

Proprietà		Abete/Italia			Pino laricio/Italia			Larice/Nord Italia		
Corrispondenza con le Classi di resistenza della UNI EN 338			C24	C18	C40	C22	C14		C22	C18
Categorie resistenti		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Flessione (5-percentile), N/mm ²	$f_{m,k}$		25	18	40	22	15		23	18
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{t,0,k}$		15	11	24	13	9		14	11
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{t,90,k}$		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4		0,4	0,4
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{c,0,k}$		21	18	26	20	17		20	18
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{c,90,k}$		2,6	2,6	3,2	3,0	3,0		3,6	3,6
Taglio (5-percentile), N/mm ²	$f_{v,k}$		4,0	3,4	4,0	3,8	3,0		3,8	3,4
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), kN/mm ²	$E_{0,mean}$		11,8	10,5	15	12	11		12,5	11,5
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), kN/mm ²	$E_{0,05}$		7,9	7,0	10	8,0	7,4		8,4	7,7
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), kN/mm ²	$E_{90,mean}$		0,39	0,35	0,50	0,40	0,37		0,42	0,38
Modulo di taglio (medio), kN/mm ²	G_{mean}		0,74	0,66	0,94	0,75	0,69		0,78	0,72
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ_k		375	375	455	425	430		510	520
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}		450	450	550	520	520		610	620

Figura 63: Prospetto 5 - UNI 11035-2:2010 [12]

2 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

2.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO

L'edificio in oggetto si trova nel comune di Stenico (TN) ed ha destinazione d'uso residenziale (*Classe d'uso II*). Sono stati considerati la vita nominale V_N pari a *50 anni* e il coefficiente d'uso pari a 1, ottenendo un periodo di riferimento dell'azione sismica V_R di *50 anni* (NTC 2018 [20]). Per quanto riguarda le caratteristiche del sito su cui è stato edificato il fabbricato, è stato considerato un terreno di *categoria C* e una *categoria topografica T1*.

Di seguito si riportano in Tabella 6 una sintesi dei parametri di sito e in Figura 64 gli spettri di risposta in termini di accelerazione per i vari stati limite, definiti in base alle NTC2018 [20].

Tabella 6: Parametri di caratterizzazione della pericolosità sismica di sito (Stenico (TN))

<i>Vita Nominale, V_N</i>	50 anni
<i>Classe d'uso</i>	II
<i>Coefficiente d'uso, C_u</i>	1
<i>Periodo di riferimento V_R</i>	50 anni
<i>a_g/g (SLV)</i>	0.074 ($T_R=475$ anni)
<i>a_g/g (SLD)</i>	0.034 ($T_R=50$ anni)
<i>F_0 (SLV)</i>	2.631
<i>T_C^* (SLV)</i>	0.304 s
<i>C_C (SLV)</i>	1.555
<i>Categoria del sottosuolo</i>	C
<i>Superficie topografica</i>	T1
<i>S_S (SLV)</i>	1.500
<i>S_T (SLV)</i>	1.000

Spettri di risposta elastici

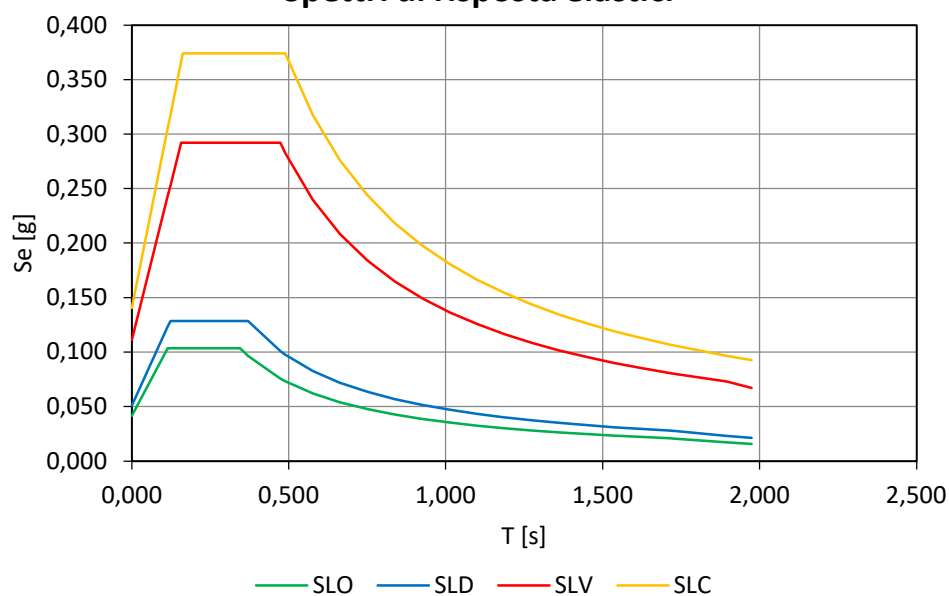


Figura 64: Spettri di risposta elastici Stenico (TN)

Data la bassa sismicità del sito in cui risulta posizionato l'edificio (Stenico (TN)), le azioni sismiche sulla struttura non risultano essere particolarmente elevate. Poiché queste analisi vengono svolte a scopo di ricerca, si sceglie di ipotizzare anche il caso in cui l'edificio si trovi in un'altra zona, con una sismicità più elevata, in modo da analizzare una situazione più sfavorevole. È stato quindi studiato anche il comportamento dell'edificio utilizzando lo spettro ottenuto per il comune di L'Aquila (AQ), riportato in Tabella 7 e Figura 65.

Tabella 7: Parametri di caratterizzazione della pericolosità sismica di sito (L'Aquila (AQ))

Vita Nominale, V_N	50 anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso, C_u	1
Periodo di riferimento V_R	50 anni
a_g/g (SLV)	0.261 ($T_R=475$ anni)
a_g/g (SLD)	0.104 ($T_R=50$ anni)
F_0 (SLV)	2.364
T_C^* (SLV)	0.347s
C_c	1.490
Categoria del sottosuolo	C
Superficie topografica	T1
S_S	1.330
S_T	1.000

Spettri di risposta elastici

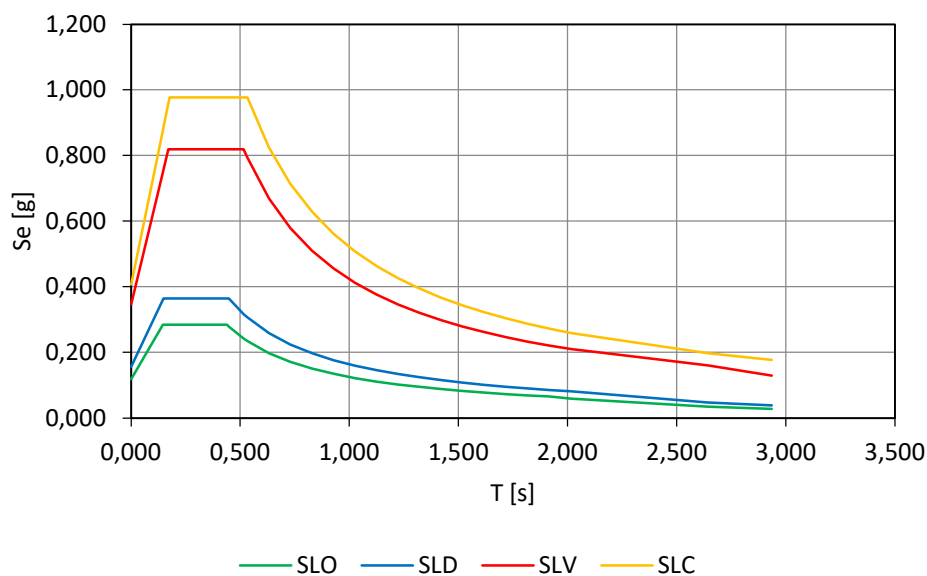


Figura 65: Spettri di risposta elastici L'Aquila (AQ)

2.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Al fine di valutare la risposta sismica dell'edificio caso studio sono state effettuate delle analisi statiche non lineari (pushover) condotte seguendo le indicazioni fornite dalle NTC 2018 [20]. L'edificio è stato analizzato utilizzando due differenti modelli: un modello a telaio equivalente realizzato con il software SAP2000 e un modello a macro-elementi implementato con il software 3MURI. Sono stati realizzati due modelli numerici per avere la possibilità di validare i risultati confrontando le risposte della struttura ottenute con i due differenti software.

2.2.1 Modello a telaio equivalente (SAP2000)

Il metodo di schematizzazione a telaio equivalente adottato è stato sviluppato da Magenes e Calvi nel 1996 [21] e da Magenes e Della Fontana nel 1998 [22] dapprima per pareti multipiano caricate nel proprio piano e, successivamente, esteso anche a strutture tridimensionali. L'analisi dell'edificio prevede una modellazione tridimensionale a macroelementi, costituita da elementi di tipo frame. La struttura è schematizzata secondo un telaio equivalente, costituito da elementi ad asse verticale (maschi murari) e da elementi ad asse orizzontale (fasce murarie) (Figura 66). I nodi vengono modellati come infinitamente rigidi e resistenti, introducendo opportuni bracci indeformabili (*offset*) alle estremità degli elementi maschio e fascia. Tale schematizzazione risulta accettabile nel caso in

cui la geometria delle pareti e la distribuzione delle aperture in esse presenti, siano caratterizzate da una certa regolarità.

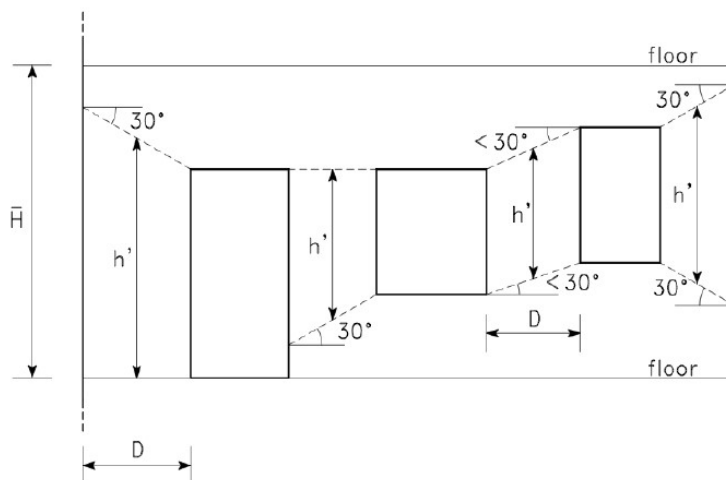


Figura 66: Definizione altezza efficace dei maschi murari [22]

Il modello dell'edificio a telaio equivalente è stato realizzato con l'ausilio del software di calcolo strutturale agli elementi finiti SAP 2000. Il modulo elastico della muratura è stato ridotto del 50% per considerare il comportamento in condizioni fessurate. Le caratteristiche di resistenza e deformabilità degli elementi costituenti il telaio equivalente sono state implementate utilizzando apposite cerniere plastiche. In Figura 67 è riportato un esempio della schematizzazione a telai equivalente di una parete e la relativa disposizione delle cerniere plastiche.

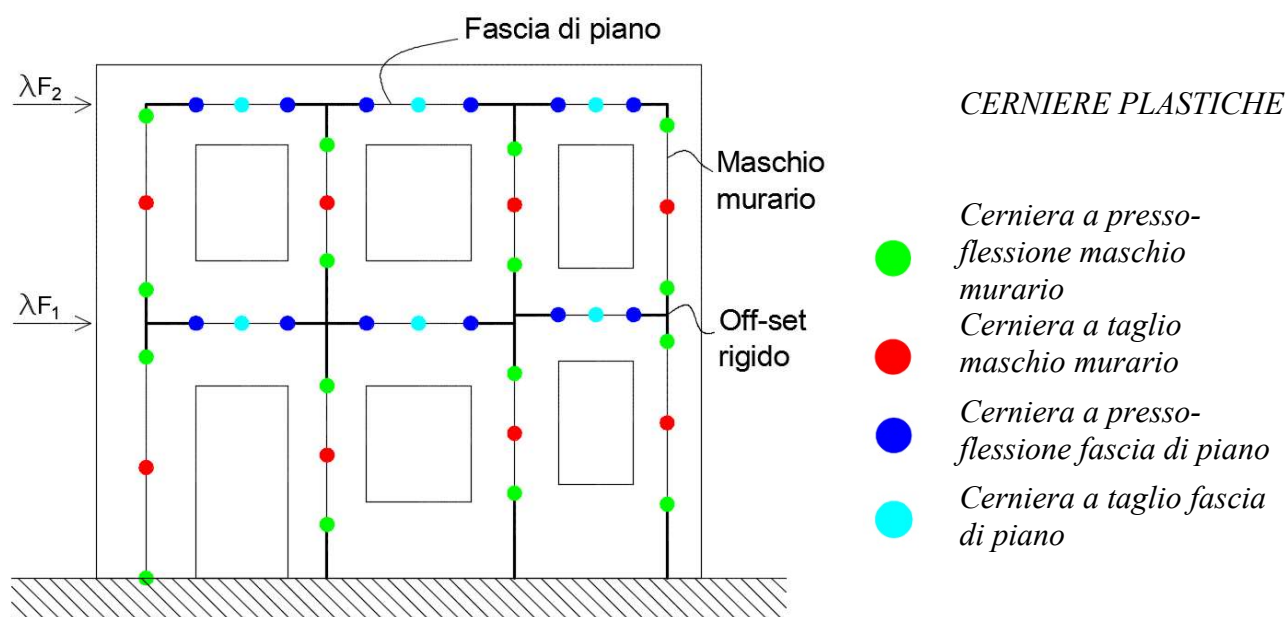


Figura 67: Schematizzazione a telaio equivalente e posizione delle cerniere plastiche

Per i maschi murari, sono state considerate tre differenti tipologie di rottura, ovvero la rottura per presso-flessione, la rottura per taglio diagonale e quella per taglio-scorrimento (nel caso di tessitura regolare), come definito nelle NTC 2018 [20]. Il comportamento a presso-flessione è stato modellato utilizzando delle cerniere plastiche del tipo P-M2-M3 posizionate alle estremità di ogni maschio murario. Il dominio di rottura P-M2-M3 è stato definito in accordo con l'equazione 7.8.2 delle NTC 2018 [20], mentre il comportamento momento-rotazione è stato definito mediante un legame costitutivo bilineare rigido perfettamente plastico, utilizzando come valore dello spostamento ultimo SLC l'1% dell'altezza del pannello murario.

Il comportamento a taglio è stato definito in accordo con le equazioni 7.8.3, C78.7.1.16, C8.7.1.17 e C8.7.1.18 fornite della NTC 2018 [20] e dalla Circolare [14], considerando la tipologia di rottura più gravosa per ogni maschio murario tenendo conto del tipo di tessitura. Il comportamento a taglio dipende dallo sforzo assiale, tuttavia il software SAP2000 non permette di realizzare cerniere che considerino l'interazione tra sforzo assiale e taglio. Di conseguenza, in primo luogo sono state eseguite delle analisi elastiche lineari per determinare i valori di sforzo assiale sui maschi murari e successivamente sono state implementate le cerniere a taglio nel modello non lineare. Il comportamento taglio-deformazione è stato definito mediante un legame costitutivo bilineare rigido perfettamente plastico, utilizzando come valore dello spostamento ultimo SLC lo 0,5% dell'altezza del pannello murario (Figura 68). Le cerniere a taglio sono state posizionate a metà altezza di ogni maschio murario.

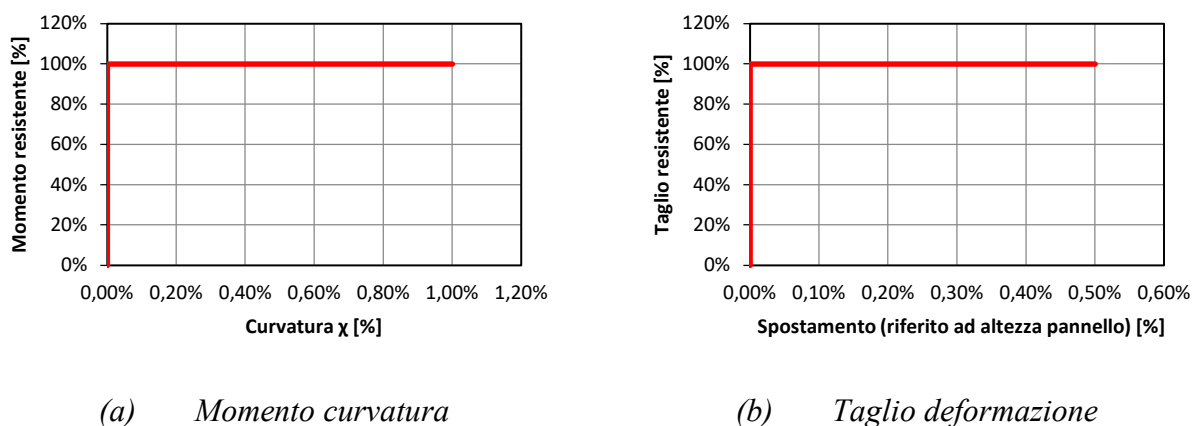


Figura 68; Legami costitutivi implementati nelle cerniere plastiche dei maschi murari

Per ogni fascia di piano, invece, sono state definite due cerniere plastiche a presso-flessione, posizionate alle estremità, e una cerniera a taglio, posizionata al centro. Il momento e il taglio resistente sono stati calcolati utilizzando le formule fornite dalla normativa NTC18 [20] (7.8.4 e 7.8.5)

considerando la presenza di architravi resistenti a trazione in grado di equilibrare le compressioni orizzontali nelle travi in muratura. Il comportamento momento-rotazione è stato definito mediante un legame costitutivo bilineare rigido perfettamente plastico, utilizzando come valore di deformazione angolare ultima SLC il 2%. Il comportamento taglio-deformazione invece è stato definito mediante un legame costitutivo multilineare, che simula una riduzione di resistenza del 60% in corrispondenza di una deformazione angolare del 0,5% e un valore di deformazione ultima dell'1,5% (Figura 69).

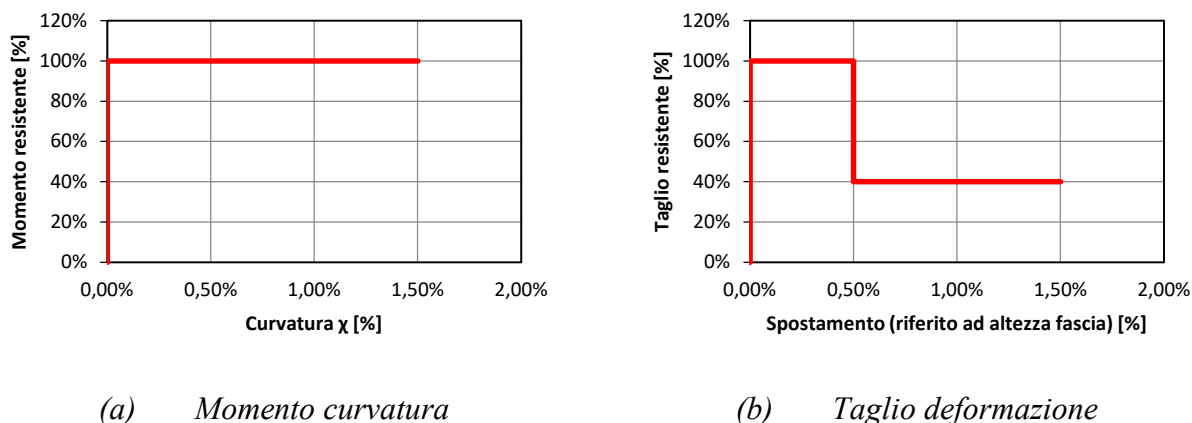


Figura 69: Legami costitutivi implementati nelle cerniere plastiche delle fasce murarie

In modo analogo sono stati modellati i cordoli in c.a. presenti nell'edificio andando a definire le opportune cerniere plastiche a presso-flessione. I solai lignei sono stati modellati in modo ortotropo utilizzando degli elementi di tipo *shell* caratterizzati da due diversi valori di rigidezza per tener conto dell'orientamento del solaio (nell'ipotesi di collegamento efficace tra gli orizzontamenti e le pareti murarie). Di seguito, nella Tabella 8, si riportano i valori utilizzati all'interno del modello numerico:

Tabella 8: Proprietà dei solai nello stato di fatto

Quantità	Valore nello stato di fatto
EA_1 [kN]	564667
EA_2 [kN]	315000
h_{eq} [mm]	500
$E_{1,eq}$ [N/mm ²]	1129
$E_{2,eq}$ [N/mm ²]	630
G [kN/m]	150
G_{eq} [kN/m]	300

Come anticipato, il modulo a taglio nel piano dei solai lignei è stato assunto pari a 150 kN/m, sulla base dei valori ottenuti sperimentalmente in letteratura [19], di cui si riporta la specifica tabella in Figura 70 (evidenziando la colonna corrispondente al caso non rinforzato).

Table 10.7 Equivalent shear stiffness values $G_{d,0}$ [kN/m]*

	No retrofit	Type of retrofitted diaphragm (Figure 10.2)			
		(a)	(b)	(e)	(f)**
Single straight sheathing	150	3000	1800	3000	3000
Single straight sheathing (SQ joists) ***	400	3600	2400	4100	3800

* Given values can be considered as reference values.
 ** This retrofit strategy, that is mainly intended for improving diaphragm out-of-plane performance, requires squat joists (SQ) in order to be effective.

Figura 70: Tabella per la determinazione del modulo a taglio dei solai nello stato di fatto [23]

Il sistema di fondazione è stato trascurato nel modello e sono stati assunti dei vincoli di tipo incastro alla base di tutti i maschi murari. Di seguito, in Figura 71, si riportano le viste 3-D del modello strutturale.

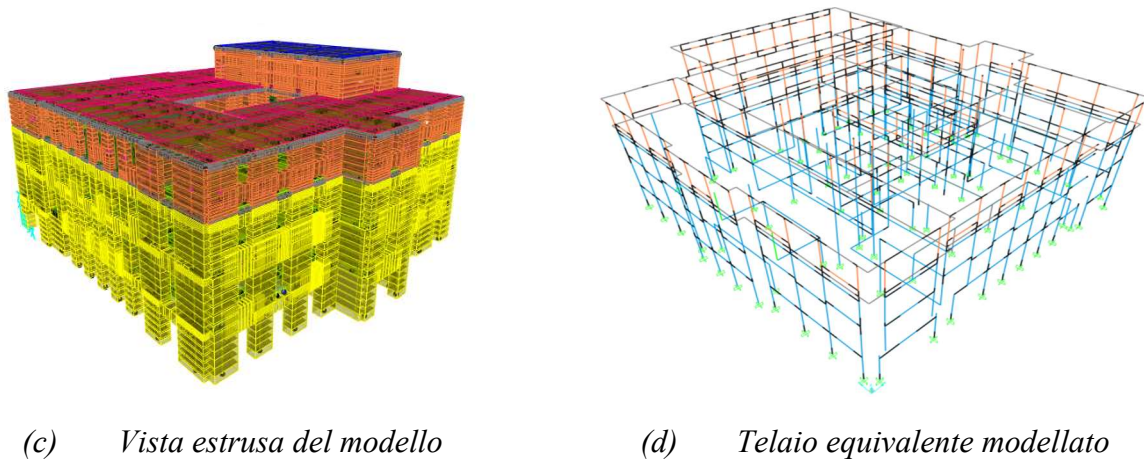


Figura 71: Modello struttura in SAP2000

2.2.2 Modello a macro-elementi (3MURI)

Il secondo modello è stato realizzato adottando il macroelemento 3MURI (Garlasco et al. 2004 [24], 2009 [25] e Penna et al. [26]). Questo programma è stato sviluppato appositamente per lo studio del comportamento di edifici in muratura e utilizza un metodo di calcolo FME (*Frame by Macro Element*). Una volta definita la geometria dell'edificio, il programma suddivide automaticamente la struttura in macro-elementi di tipo maschio, fascia o nodi rigidi (vedi Figura 72).

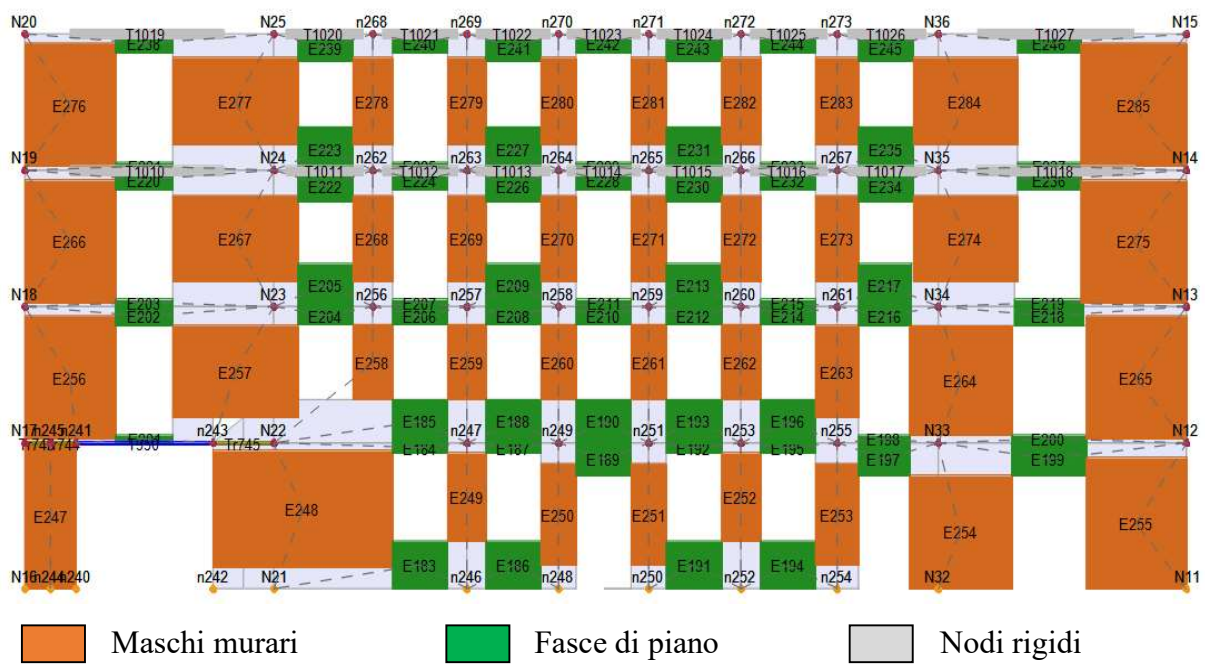


Figura 72: Schematizzazione modello a macro-elementi (3MURI)

In modo analogo a quanto fatto con il modello precedente, vengono definiti i criteri di resistenza e di deformabilità dei vari elementi, anche in questo caso facendo riferimento alle NTC 2018 [20]. I solai sono stati definiti in modo ortotropo considerando le differenti deformabilità dei solai lignei nelle due direzioni, nell'ipotesi di collegamento efficace tra orizzontamenti e pareti murarie. I cordoli in c.a. sono stati opportunamente considerati nell'analisi mentre il sistema di fondazione dell'edificio non è stato considerato nel modello. Di seguito, in Figura 73, si riportano le viste 3-D del modello strutturale.

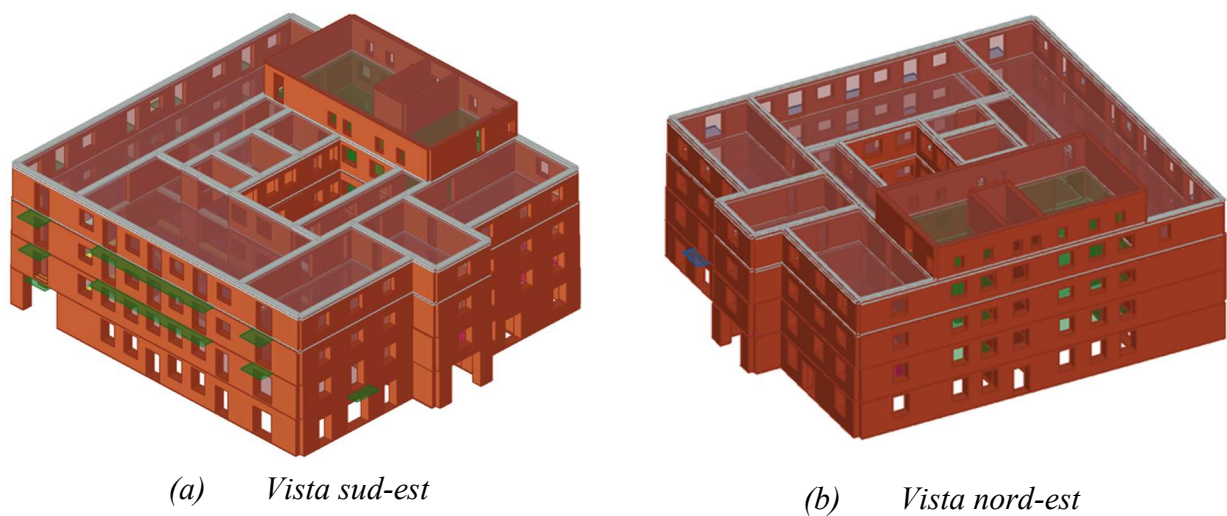


Figura 73: Modello struttura in 3MURI

2.3 ANALISI STRUTTURALE

Le analisi statiche non lineari (pushover) sono state condotte seguendo le indicazioni fornite dalle NTC 2018 [20]. I carichi verticali sono stati assegnati utilizzando la combinazione sismica, mentre le forze orizzontali sono assegnate considerando due differenti distribuzioni (Figura 74). Sono state applicate quindi sia una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare (Gruppo 1, G1) sia una distribuzione di forze secondaria, proporzionale alle masse dei vari piani, desunta da un andamento uniforme di accelerazione lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2, G2). I carichi sono stati applicati in entrambe le direzioni, considerando sia i versi positivi (X+ oppure Y+) che quelli negativi (X- oppure Y-). Sono state considerate le 8 combinazioni di carico con eccentricità nulla (E0) e le 16 combinazioni che considerano l'effetto dell'eccentricità accidentale positiva e negativa (E+ oppure E-), per un totale di 24 combinazioni.

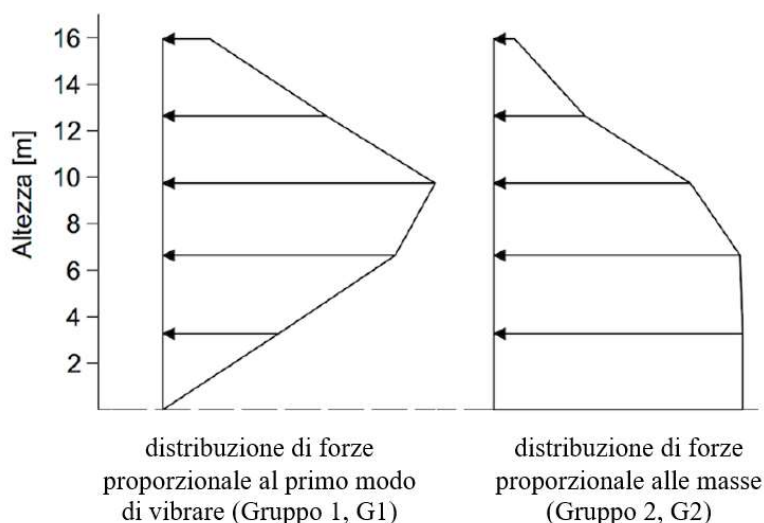


Figura 74: distribuzione forze orizzontali

Come punto di controllo è stato scelto lo spostamento del solaio del terzo piano. Poiché i solai risultavano essere molto deformabili, tale valore di spostamento è stato ottenuto facendo la media pesata rispetto alla massa dei vari punti presenti a quel livello. Il software 3MURI esegue in automatico questa operazione mentre, per il modello a telaio equivalente realizzato con il software SAP2000, è stato necessario eseguire il calcolo manualmente.

La capacità di spostamento è stata valutata considerando il minimo valore di spostamento tra quello corrispondente ad un taglio residuo alla base pari all'80% del massimo e quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC di tutti i maschi murari appartenenti allo stesso livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

2.3.1 Modello a telaio equivalente (SAP2000)

Utilizzando il modello a telaio equivalente realizzato con il software SAP2000 sono state effettuate 24 analisi considerando le differenti combinazioni di carico. Per brevità, si sceglie di riportare nel dettaglio solamente i risultati relativi alla combinazione sismica G1, X+, E0 (combinazione di forze sismiche appartenenti al Gruppo 1, applicate in direzione X con verso positivo e eccentricità accidentale nulla). Per le altre combinazioni si può fare riferimento al capitolo 2.3.3 dove sono presentate tutte le curve di capacità ottenute con i due modelli.

La configurazione deformata dell'edificio relativa alla combinazione G1, X+, E0 e la rispettiva curva di risposta globale sono riportate in Figura 75 e in Figura 76. La capacità di spostamento è stata determinata in corrispondenza del raggiungimento del limite di deformazione per taglio (SLC) di tutti i maschi murari al primo piano della parete interna dell'edificio individuata in Figura 77 e in Figura 78. Questa parete risulta essere particolarmente sollecitata, dal primo piano alla sommità dell'edificio, a causa della presenza di numerose aperture. La limitata lunghezza della parete, se confrontata con le due pareti di prospetto nord e sud, la rende più vulnerabile alle forze orizzontali. I solai lignei molto deformabili, inoltre, non permettono di redistribuire le forze di taglio su tutte le pareti e la deformata di piano risulta essere caratterizzata da deformazioni concentrate in corrispondenza della parete considerata.

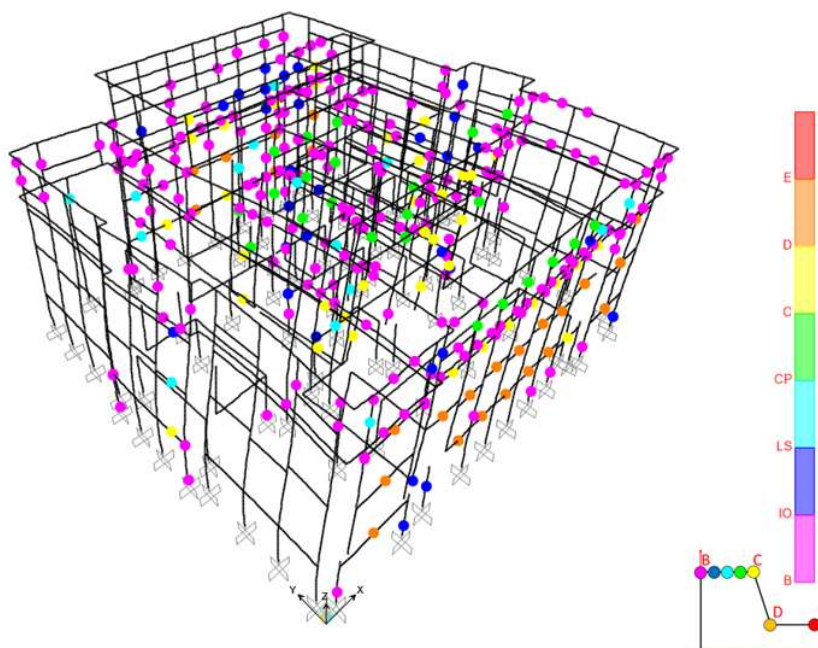


Figura 75: Deformata modello SAP2000 (configurazione G1, X+, E0)

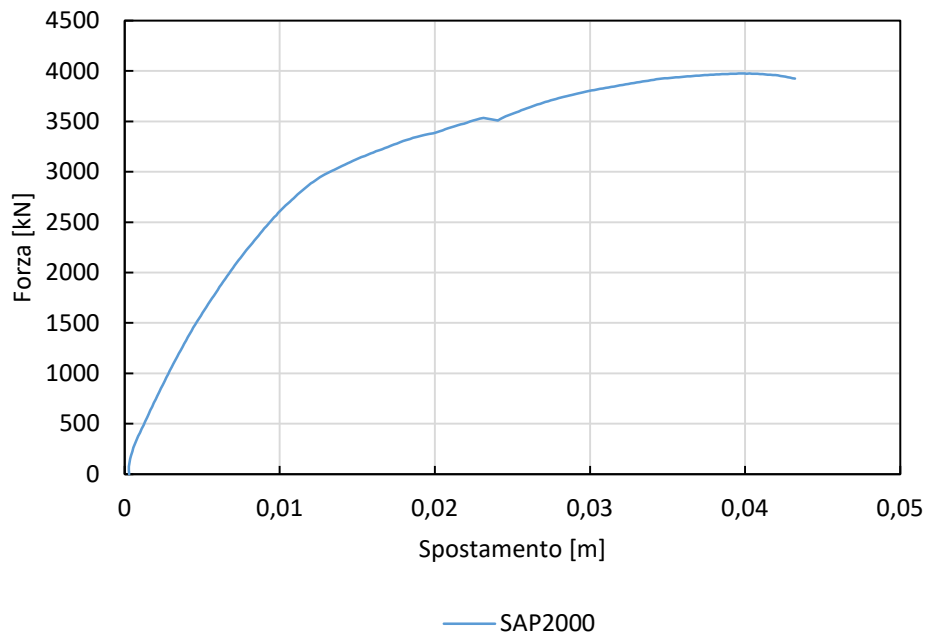
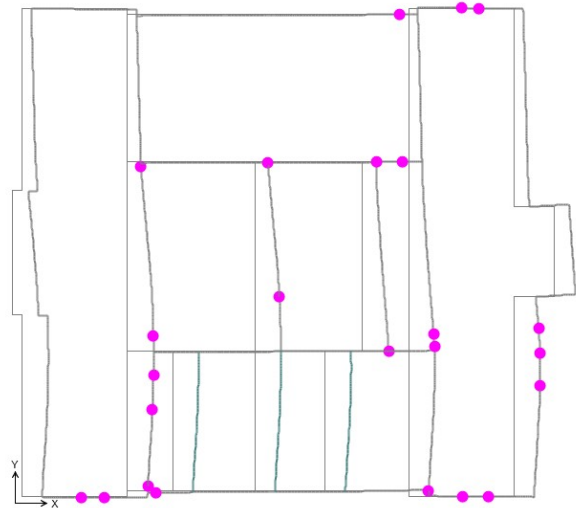


Figura 76: Curva pushover dello stato di fatto, configurazione G1, X+, E0, ottenuta con il modello SAP2000

PIANTA PIANO TERZO



a) Parete più danneggiata



b) Deformata struttura

Figura 77: Risultati modello SAP2000 e individuazione parete più sollecitata (configurazione G1, X+, E0)

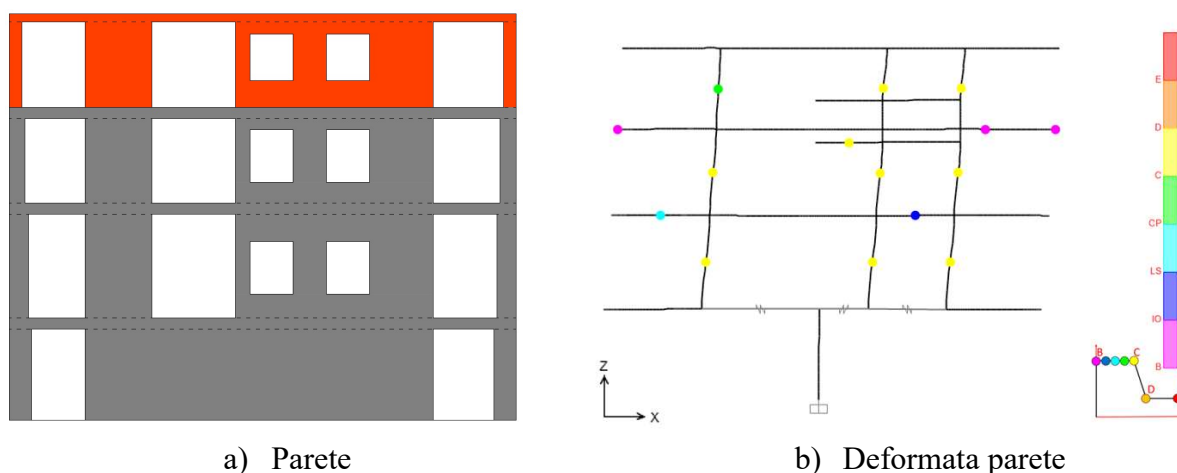


Figura 78: Risultati modello SAP2000 (configurazione G1, X+, E0)

2.3.2 Modello 3MURI

Utilizzando il software 3MURI sono state effettuate 24 analisi andando a considerare le differenti combinazioni di carico, in modo analogo a quanto fatto in precedenza. Anche in questo caso si sceglie di riportare nel dettaglio solamente i risultati relativi alla combinazione sismica G1, X+, E0 (combinazione di forze sismiche appartenenti al Gruppo 1, applicate in direzione X con verso positivo e eccentricità accidentale nulla). Per le altre combinazioni si può fare riferimento al capitolo 2.3.3 dove sono presentate tutte le curve di capacità ottenute con i due modelli.

Sono riportate in Figura 79, Figura 80, Figura 81 e Figura 82 rispettivamente le modalità di crisi dei pannelli murari, la curva di capacità dell'edificio, la deformata di piano e la deformata della parete interna. Restano valide le considerazioni fatte nel capitolo precedente relative al comportamento dell'edificio soggetto alla combinazione di carico G1, X+, E0. Si può notare che la risposta dei due modelli risulta essere compatibile sia in termini di danneggiamento che in termini di risposta globale. I risultati ottenuti permettono quindi di eseguire una prima validazione di entrambi i modelli.

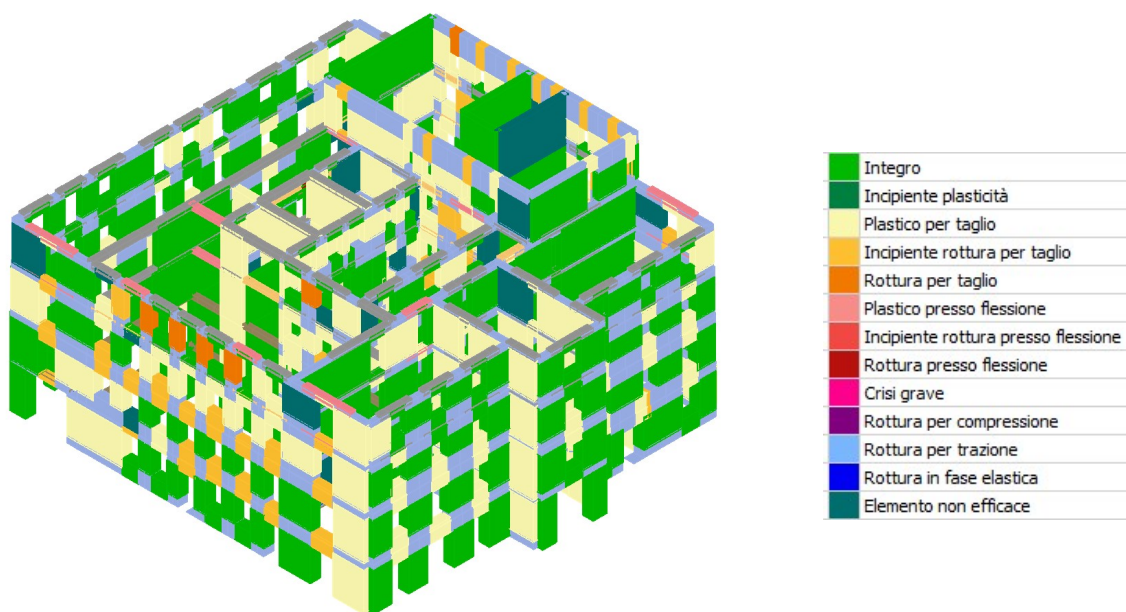


Figura 79: Modello 3MURI: modalità di crisi dei pannelli (configurazione G1, X+, E0)

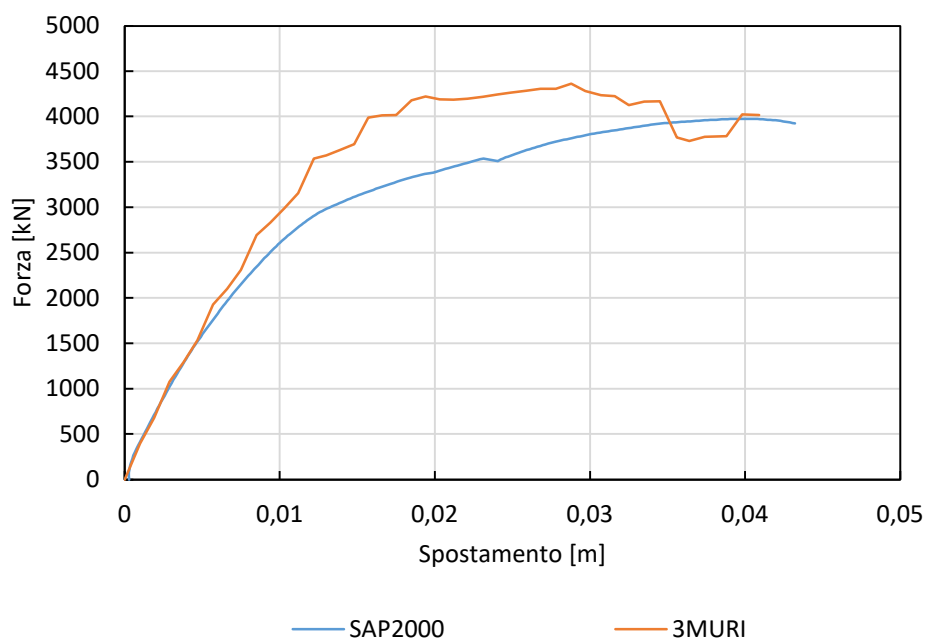
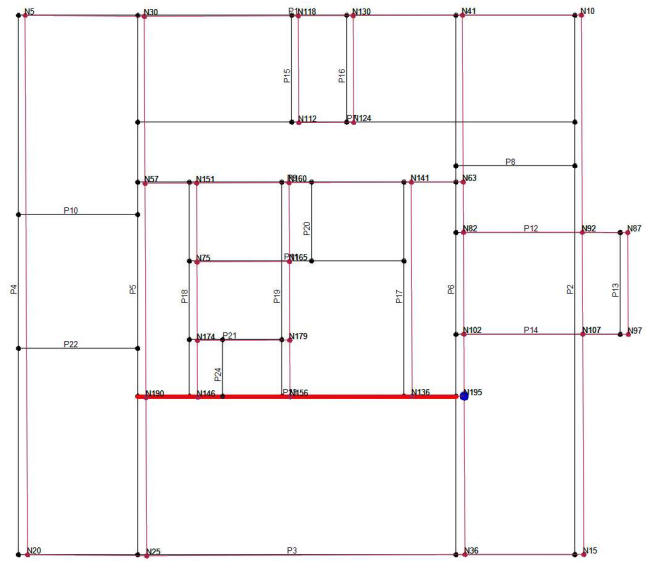


Figura 80: Curve pushover dello stato di fatto, configurazione G1, X+, E0, ottenute con il modello SAP2000 e con il modello 3MURI

PIANTA PIANO TERZO

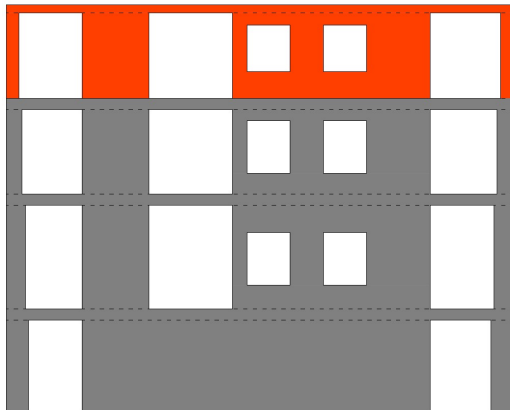


a) Individuazione della parete maggiormente danneggiata

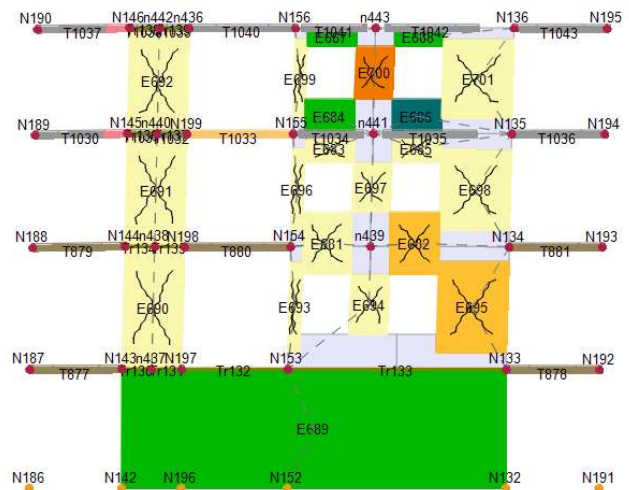


b) Deformata struttura

Figura 81: Risultati modello 3MURI (configurazione G1, X+, E0)



a) Vista della parete maggiormente danneggiata



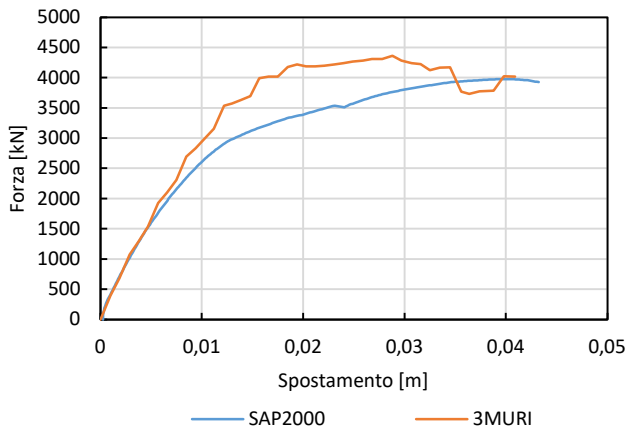
b) Deformata parete e modalità di rottura (legenda in Figura 79)

Figura 82: Risultati modello 3MURI (configurazione G1, X+, E0)

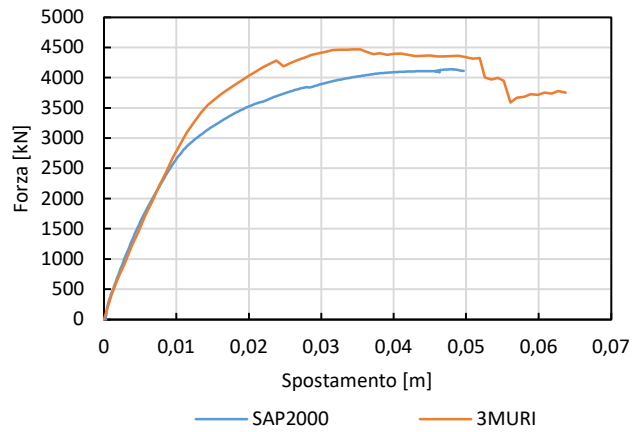
2.3.3 Confronto modelli numerici

Si riportano i grafici delle curve pushover ottenuti con i due modelli numerici relativi a tutte le combinazioni sismiche analizzate. Si può notare che la risposta fornita dai due modelli risulta essere compatibile in termini di rigidità iniziale, di resistenza e di capacità di deformazione. I risultati ottenuti permettono quindi di validare entrambi i modelli.

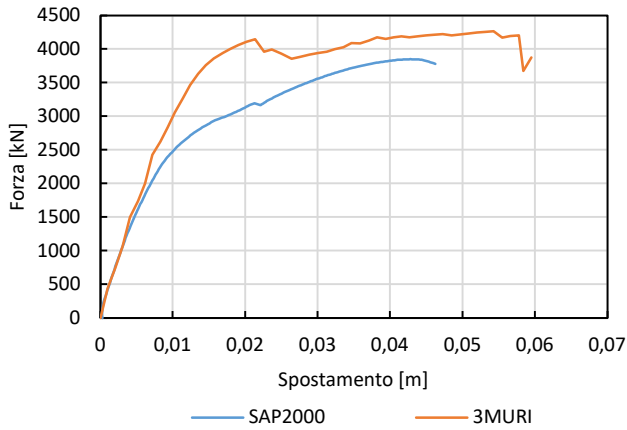
La capacità di spostamento della struttura risulta essere compresa tra 40 mm e 70 mm. In termini di resistenza laterale, invece, i valori variano da 4000 kN a 6000 kN. Come atteso, la resistenza risulta essere maggiore nel caso di combinazione di tipo “Gruppo 1” (G1) (distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare) rispetto alla combinazione di tipo “Gruppo 2” (distribuzione ottenuta applicando una accelerazione uniforme lungo l’altezza dell’edificio). La risposta dell’edificio risulta essere molto simile nelle due direzioni, con un comportamento leggermente più resistente in direzione Y rispetto alla direzione X.



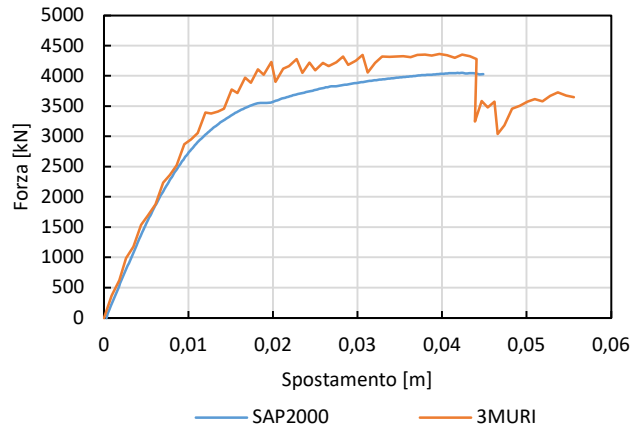
a) *Distribuzione GI, X+, E0*



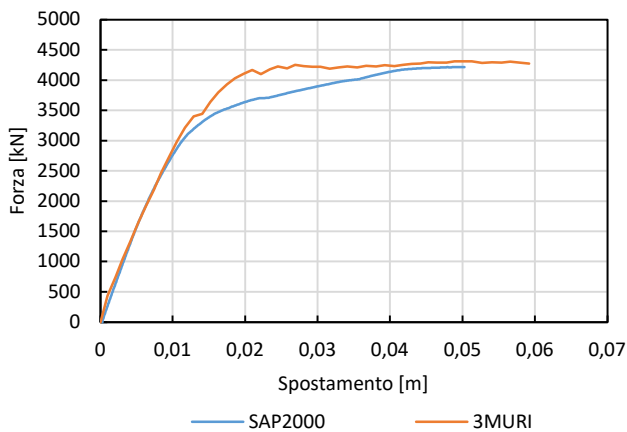
b) *Distribuzione GI, X+, E+*



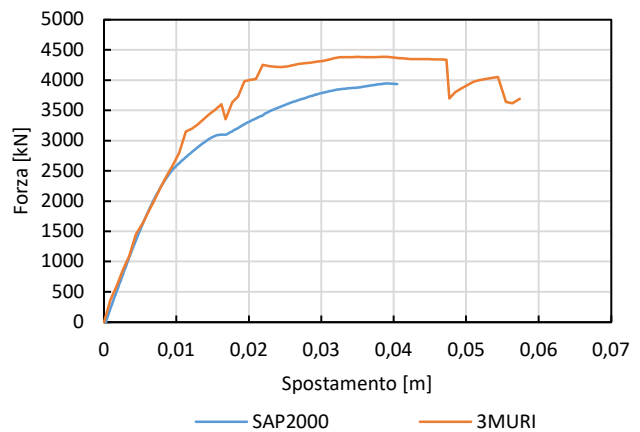
c) *Distribuzione GI, X+, E-*



d) *Distribuzione GI, X-, E0*

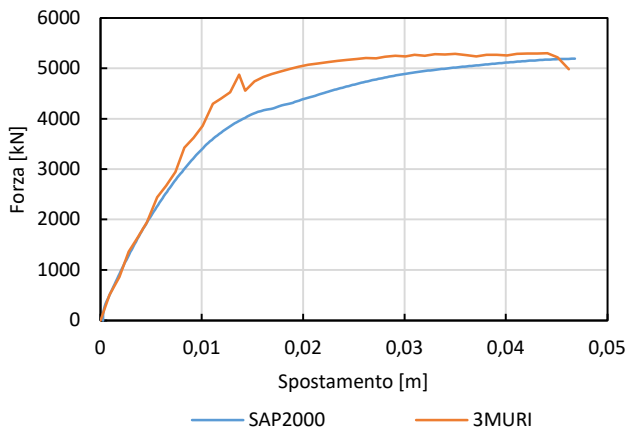


e) *Distribuzione GI, X-, E+*

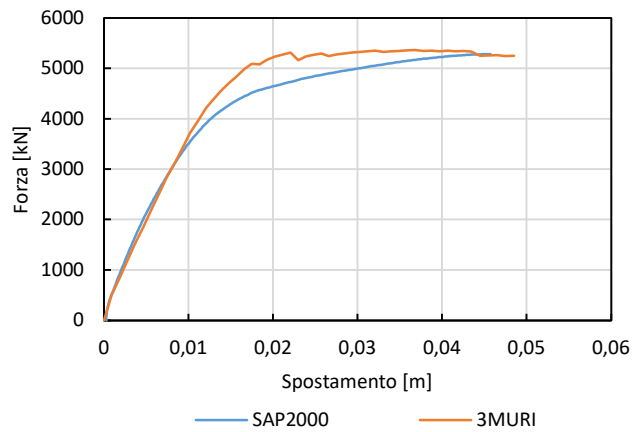


f) *Distribuzione GI, X-, E-*

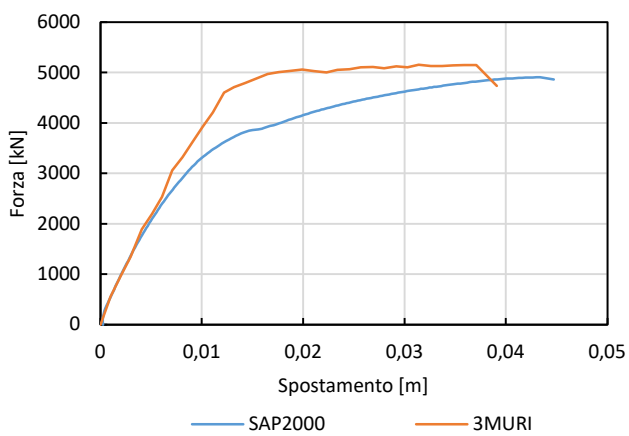
Figura 83: Confronto delle curve pushover dello stato di fatto ottenute con i due differenti modelli



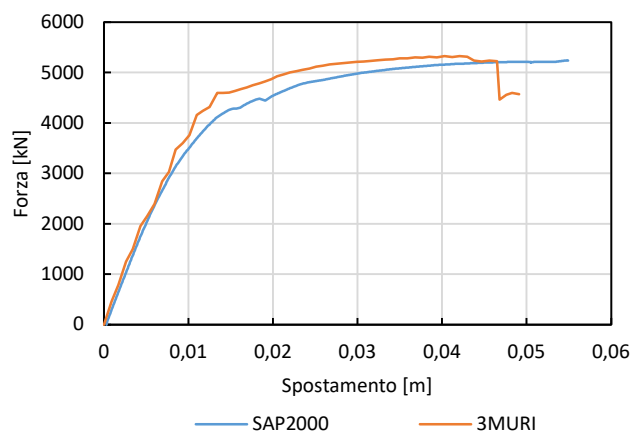
a) *Distribuzione G2, X+, E0*



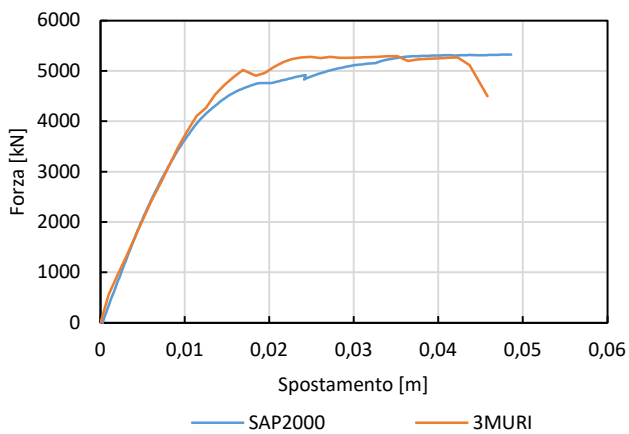
b) *Distribuzione G2, X+, E+*



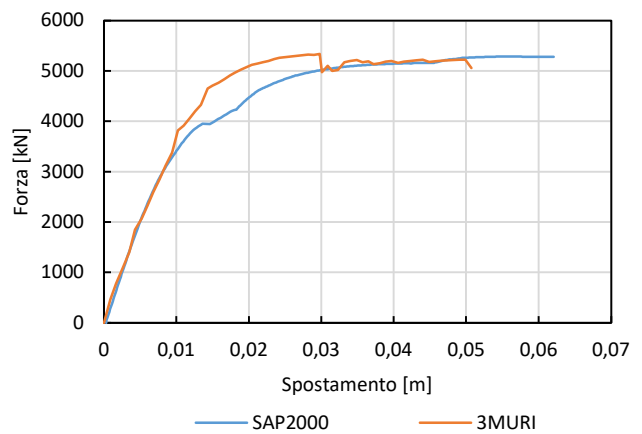
c) *Distribuzione G2, X+, E-*



d) *Distribuzione G2, X-, E0*

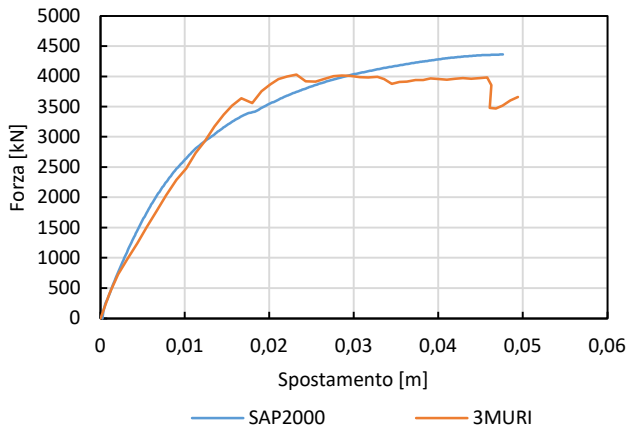


e) *Distribuzione G2, X-, E+*

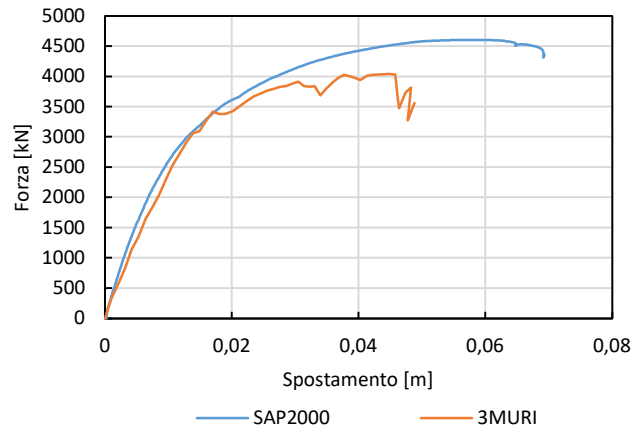


f) *Distribuzione G2, X-, E-*

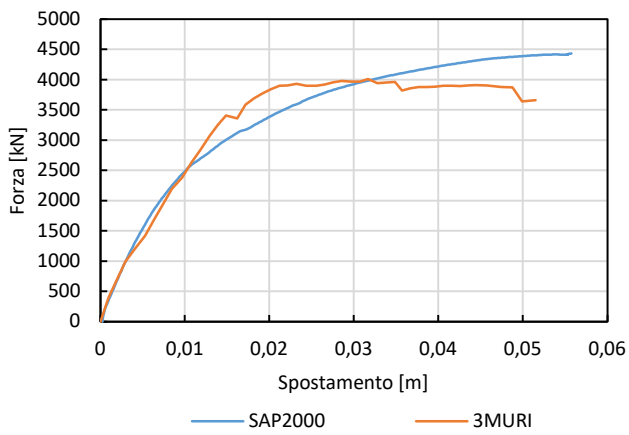
Figura 84: Confronto delle curve pushover dello stato di fatto ottenute con i due differenti modelli



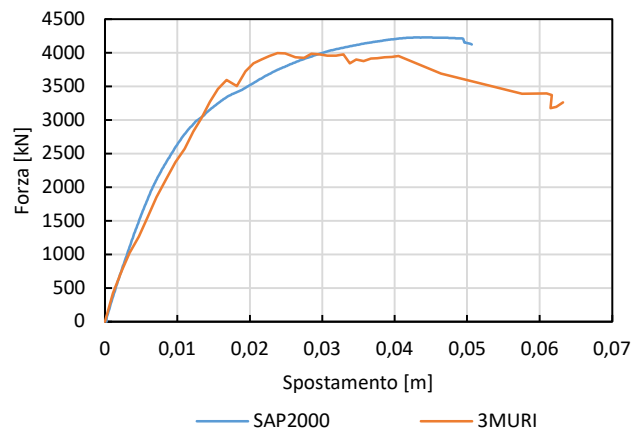
a) *Distribuzione GI, Y+, E0*



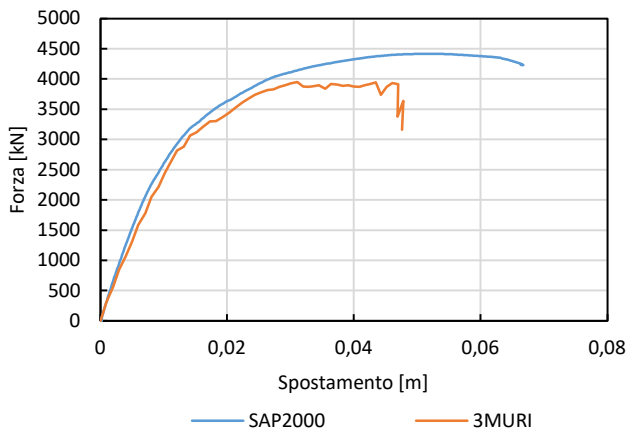
b) *Distribuzione GI, Y+, E+*



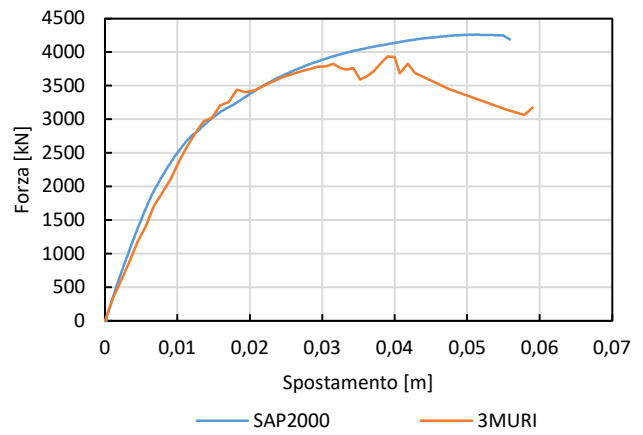
c) *Distribuzione GI, Y+, E-*



d) *Distribuzione GI, Y-, E0*

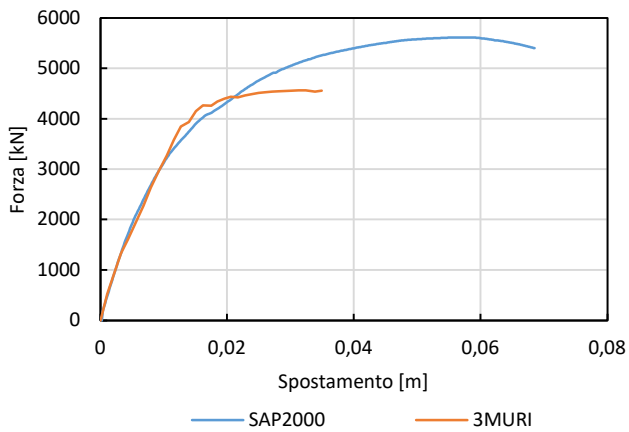


e) *Distribuzione GI, Y-, E+*

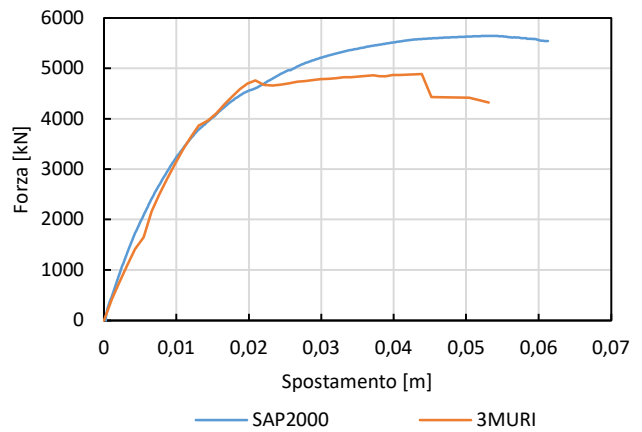


f) *Distribuzione GI, Y-, E-*

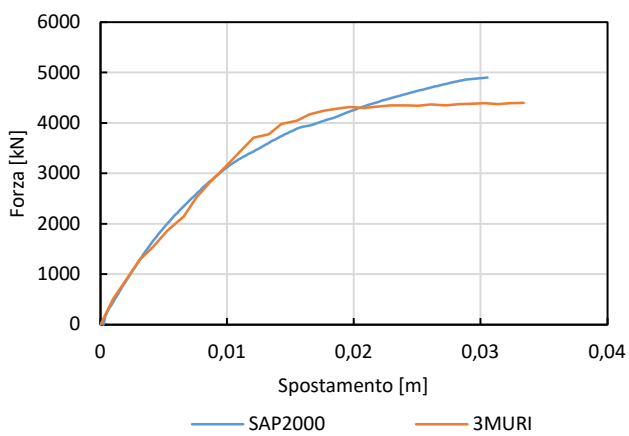
Figura 85: Confronto delle curve pushover dello stato di fatto ottenute con i due differenti modelli



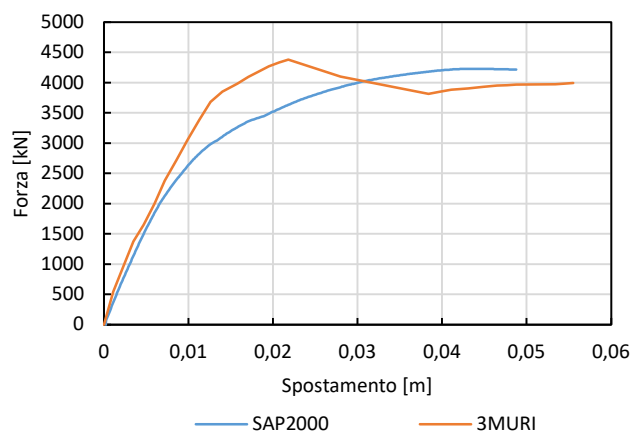
a) *Distribuzione G2, Y+, E0*



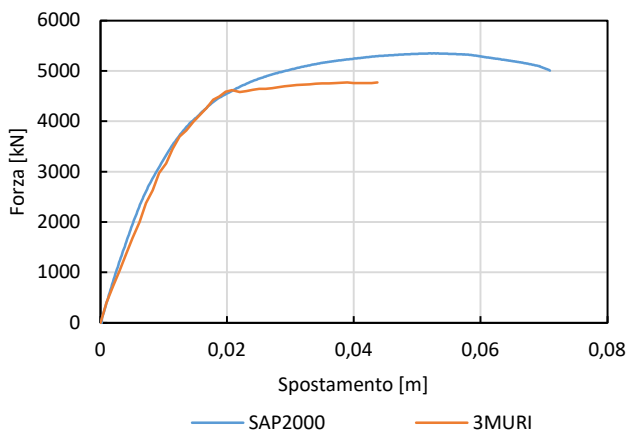
b) *Distribuzione G2, Y+, E+*



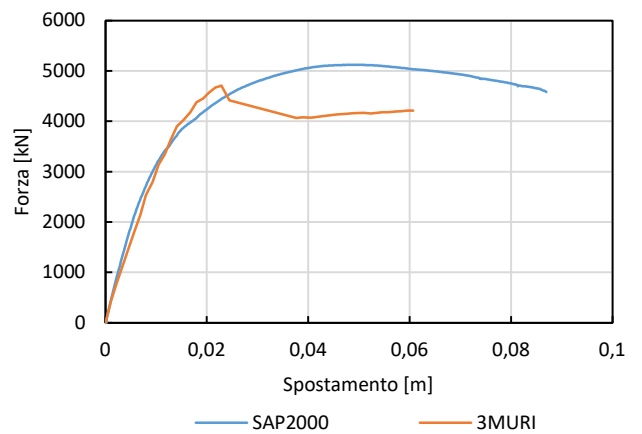
c) *Distribuzione G2, Y+, E-*



d) *Distribuzione G2, Y-, E0*



e) *Distribuzione G2, Y-, E+*



f) *Distribuzione G2, Y-, E-*

Figura 86: Confronto delle curve pushover dello stato di fatto ottenute con i due differenti modelli

2.4 VERIFICA GLOBALE

La verifica dell'edificio in condizioni non rinforzate è stata condotta facendo riferimento a quanto previsto dalle NTC 2018 [20]. Le curve di capacità ottenute dalle analisi precedenti (sistema a più gradi di libertà MDOF) devono essere ricondotte a delle curve ad un solo grado di libertà (SDOF). Successivamente, utilizzando il Metodo A [20], basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di ugual spostamenti o uguale energia, tali curve sono state bilinearizzate e riportate nel piano ADRS assieme allo spettro di domanda. Le verifiche sono state condotte confrontando la capacità e la domanda di spostamento.

Come indicato in precedenza, vista la bassa sismicità del sito (Stenico TN), le azioni sismiche sulla struttura non risultano essere molto elevate. Poiché queste analisi sono svolte a scopo di ricerca si sceglie di ipotizzare anche il caso in cui l'edificio si trovi in un'altra zona, a sismicità più elevata, in modo da analizzare una situazione più sfavorevole. Quindi è stato studiato anche il comportamento dell'edificio utilizzando lo spettro ottenuto per il comune di L'Aquila (AQ). In questo capitolo sono riportate le verifiche sia nell'ipotesi che l'edificio sia localizzato nel comune di Stenico (TN) sia che sia localizzato nel comune di L'Aquila (AQ).

Per le verifiche sono state utilizzate le curve di risposta globale ottenute con il modello realizzato con il software SAP2000 in quanto, come già dimostrato, le risposte dei due modelli (SAP2000 e 3MURI) risultano essere compatibili. I risultati ottenuti con il software 3MURI sono stati utilizzati per validare entrambi i modelli.

La verifica relativa alla combinazione sismica G1, X+, E0 è stata riportata nel dettaglio, mentre i risultati delle altre combinazioni sono stati presentati in forma tabellare. Le curve di risposta globale del sistema a multigradi di libertà (MDOF) sono state ricondotte a delle curve equivalenti ad un singolo grado di libertà e successivamente sono state bilinearizzate. In Figura 87 si può vedere come è stata ottenuta la bilineare equivalente per la combinazione G1, X+, E0.

Le curve di risposta bilinearizzate sono state riportate nel piano ADRS unitamente allo spettro di domanda. Le verifiche sono state condotte confrontando la capacità e la domanda di spostamento per ogni stato limite come segue:

- Per lo stato limite di collasso (SLC) sono state utilizzate le curve bilinearizzate ottenute in precedenza e lo spettro di risposta con tempo di ritorno di 975 anni;

- Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), invece, lo spostamento delle bilineari precedentemente definite (SLC) è stato ridotto del 25%, mentre il tempo di ritorno utilizzato per determinare lo spettro è di 475 anni;
- Per lo stato limite di danno (SLD) è stato utilizzato lo spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, comunque maggiore dello spostamento per cui si raggiunge $i^{3/4}$ del taglio alla base massimo. Lo spettro è stato scelto considerando un tempo di ritorno di 50 anni;
- La verifica allo stato limite di operatività, invece, è stata svolta utilizzando uno spostamento corrispondente a $2/3$ di quello SLD e considerando un tempo di ritorno di 30 anni.

In Figura 88 e Figura 89 sono riportati grafici relativi alle verifiche della combinazione G1, X+, E0 nelle due ipotesi di localizzazione dell'edificio (Stenico (TN) oppure L'Aquila (AQ)). In Tabella 9 e Tabella 10 sono riportati i risultati di tutte le combinazioni analizzate.

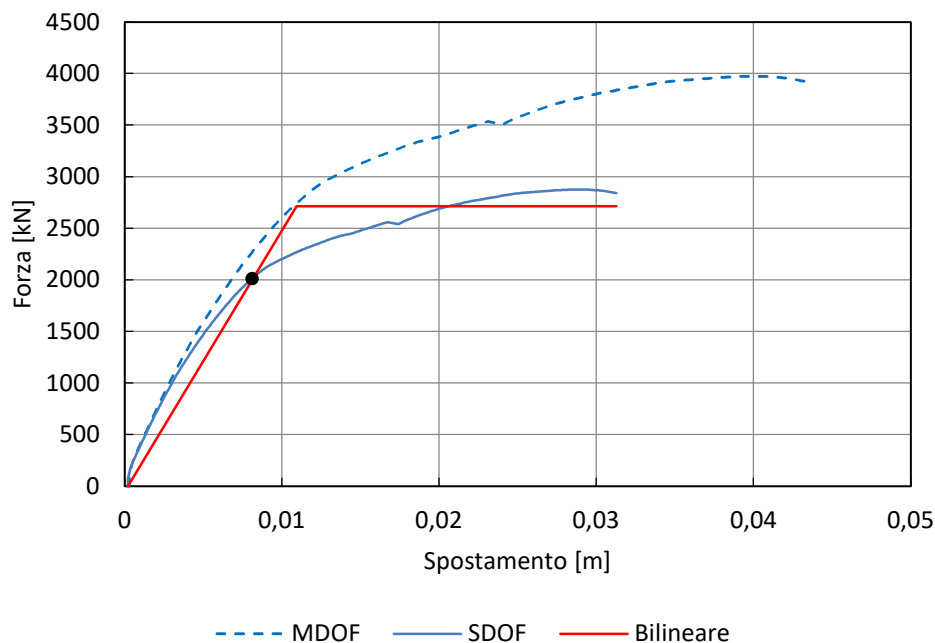
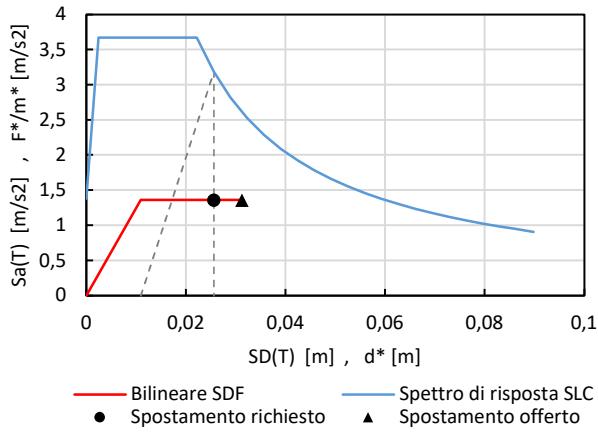
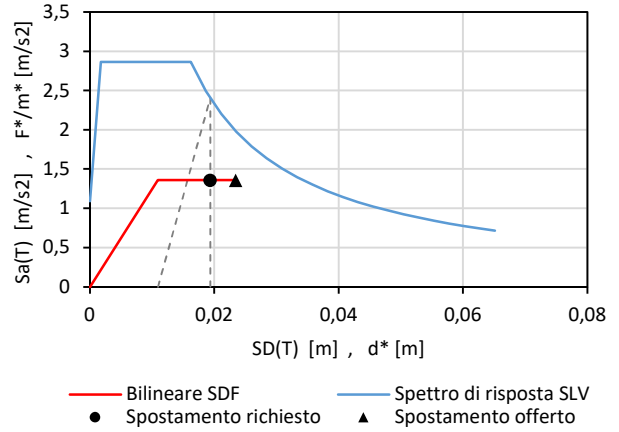


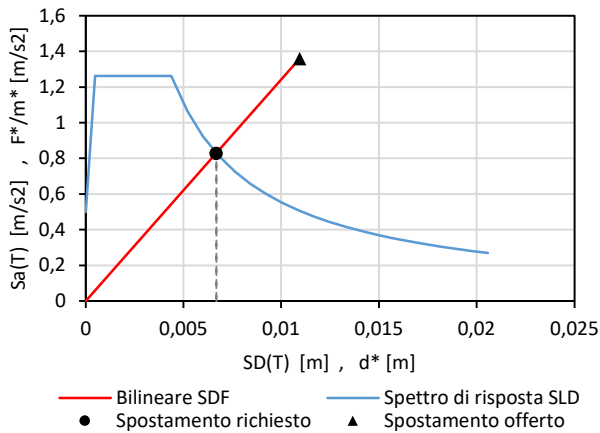
Figura 87: Curve pushover MDF, SDF e bilineare equivalente dello stato di fatto, configurazione G1, X+, E0



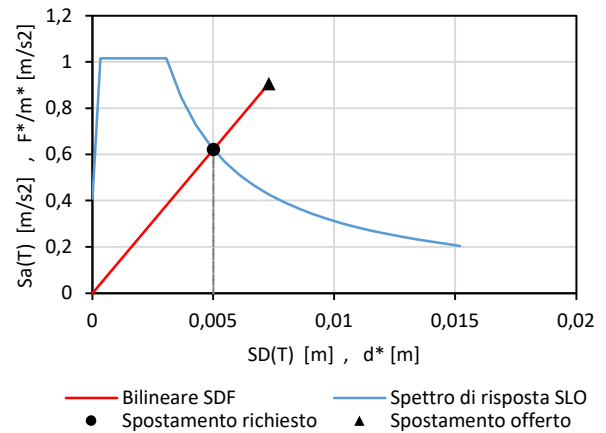
a) Verifica SLC



b) Verifica SLV

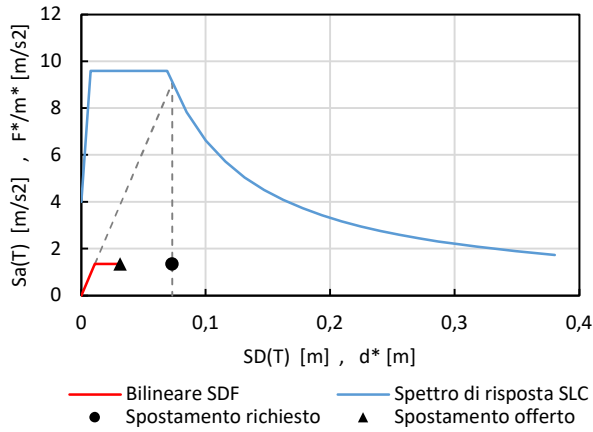


c) Verifica SLD

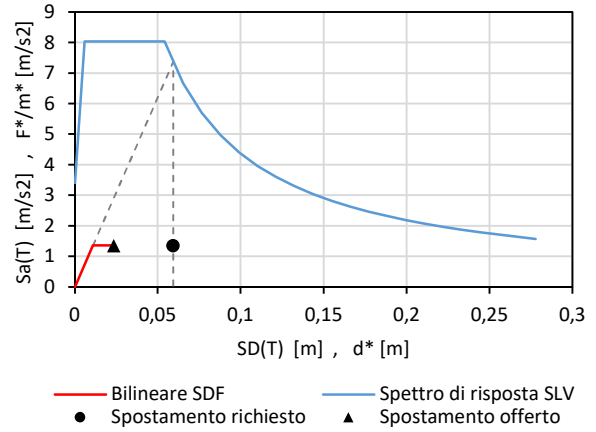


d) Verifica SLO

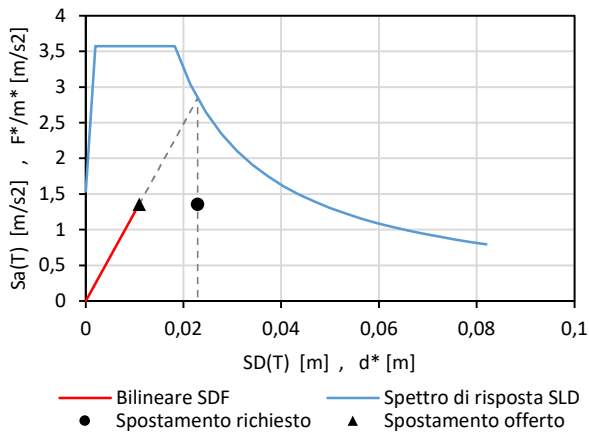
Figura 88: Grafici relativi alle verifiche dello stato di fatto per ogni stato limite, configurazione G1, X+, E0, Stenico (TN)



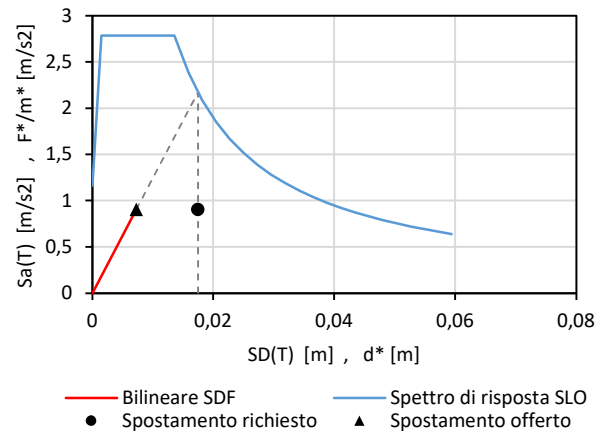
a) Verifica SLC



b) Verifica SLV



c) Verifica SLD



d) Verifica SLO

Figura 89: Grafici relativi alle verifiche dello stato di fatto per ogni stato limite, configurazione G1, X+, E0, L'Aquila (AQ)

Tabella 9: Verifiche stato di fatto Stenico (TN)

Analisi	d*max/d*u				Verifica			
	SLC	SLV	SLD	SLO	SLC	SLV	SLD	SLO
G1_X+_E0	0,820	0,825	0,610	0,686	SI	SI	SI	SI
G1_X+_E+	0,715	0,720	0,581	0,654	SI	SI	SI	SI
G1_X+_E-	0,814	0,819	0,595	0,670	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E0	0,762	0,767	0,618	0,696	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E+	0,679	0,684	0,603	0,678	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E-	0,896	0,902	0,605	0,680	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E0	0,665	0,670	0,533	0,599	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E+	0,659	0,668	0,533	0,600	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E-	0,701	0,706	0,562	0,632	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E0	0,549	0,557	0,535	0,602	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E+	0,594	0,607	0,542	0,609	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E-	0,502	0,505	0,516	0,581	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E0	0,787	0,793	0,526	0,591	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E+	0,558	0,562	0,477	0,536	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E-	0,724	0,729	0,478	0,538	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E0	0,717	0,722	0,560	0,630	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E+	0,553	0,557	0,522	0,587	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E-	0,697	0,702	0,515	0,580	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E0	0,512	0,516	0,432	0,486	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E+	0,553	0,557	0,443	0,499	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E-	1,089	1,097	0,527	0,593	NO	NO	SI	SI
G2_Y-_E0	0,744	0,750	0,561	0,631	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E+	0,460	0,463	0,487	0,548	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E-	0,390	0,393	0,492	0,554	SI	SI	SI	SI

Tabella 10: Verifiche stato di fatto L'Aquila (AQ)

Analisi	d*max/d*u				Verifica			
	SLC	SLV	SLD	SLO	SLC	SLV	SLD	SLO
G1_X+_E0	2,334	2,526	2,092	2,394	NO	NO	NO	NO
G1_X+_E+	2,037	2,204	1,993	2,281	NO	NO	NO	NO
G1_X+_E-	2,317	2,508	2,042	2,337	NO	NO	NO	NO
G1_X-_E0	2,170	2,349	2,121	2,427	NO	NO	NO	NO
G1_X-_E+	1,934	2,093	2,068	2,367	NO	NO	NO	NO
G1_X-_E-	2,552	2,762	2,074	2,374	NO	NO	NO	NO
G2_X+_E0	1,850	2,031	1,827	2,092	NO	NO	NO	NO
G2_X+_E+	1,829	2,011	1,830	2,094	NO	NO	NO	NO
G2_X+_E-	1,953	2,143	1,928	2,207	NO	NO	NO	NO
G2_X-_E0	1,524	1,676	1,835	2,101	NO	NO	NO	NO
G2_X-_E+	1,658	1,827	1,858	2,127	NO	NO	NO	NO
G2_X-_E-	1,395	1,531	1,771	2,028	NO	NO	NO	NO
G1_Y+_E0	2,242	2,427	1,803	2,064	NO	NO	NO	NO
G1_Y+_E+	1,588	1,719	1,635	1,871	NO	NO	NO	NO
G1_Y+_E-	2,062	2,231	1,640	1,877	NO	NO	NO	NO
G1_Y-_E0	2,041	2,209	1,921	2,199	NO	NO	NO	NO
G1_Y-_E+	1,576	1,706	1,790	2,049	NO	NO	NO	NO
G1_Y-_E-	1,986	2,150	1,768	2,023	NO	NO	NO	NO
G2_Y+_E0	1,458	1,578	1,481	1,695	NO	NO	NO	NO
G2_Y+_E+	1,558	1,704	1,521	1,741	NO	NO	NO	NO
G2_Y+_E-	3,051	3,342	1,809	2,071	NO	NO	NO	NO
G2_Y-_E0	2,120	2,294	1,925	2,203	NO	NO	NO	NO
G2_Y-_E+	1,281	1,405	1,671	1,913	NO	NO	NO	NO
G2_Y-_E-	1,100	1,203	1,688	1,933	NO	NO	NO	NO

Dalle tabelle si può notare come nel primo caso, utilizzando lo spettro previsto per il comune di Stenico (TN), solamente le analisi delle combinazioni SLC e SLV relative alla combinazione sismica G2, Y+, E- risultano non verificate. Utilizzando lo spettro di L'Aquila (AQ), invece, nessuna analisi risulta verificata.

2.5 VERIFICHE LOCALI

Nell'analisi globale dell'edificio è stato assunto che il collegamento tra travetto e muratura sia efficace in modo da impegnare la seppur minima rigidezza nel piano dei solai esistenti. Tuttavia, quando si considera il comportamento fuori piano, nonostante l'ipotesi di collegamento efficace, la ridotta rigidezza di piano dei solai non permette di esercitare un vincolo efficace e si hanno meccanismi di primo modo caratterizzati da moltiplicatori di collasso molto bassi, chiaramente segno di una notevole vulnerabilità.

Si riportano di seguito le verifiche di due meccanismi di primo modo: il primo è stato calcolato ipotizzando un meccanismo di ribaltamento semplice a terra, mentre il secondo ipotizzando un meccanismo di ribaltamento semplice in quota. I calcoli sono stati eseguiti in accordo con il D.M. 17 gennaio 2018 [20] e Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. [14]. Anche in questo caso le verifiche sono state eseguite facendo riferimento a due differenti categorie di pericolosità sismica, ovvero ipotizzando che l'edificio si trovi o nel comune di Stenico (TN) oppure nel comune di L'Aquila (AQ). I calcoli sono stati riportati in maniera completa per la prima categoria (comune di Stenico (TN)) e in forma riassuntiva per la seconda (comune di L'Aquila (AQ)).

2.5.1 Ribaltamento semplice, meccanismo a terra

Il meccanismo analizzato ipotizza il ribaltamento semplice di una porzione della parete esterna dell'edificio appartenente al prospetto sud (Figura 90). I vincoli tra solai e pareti esterne sono stati considerati non efficaci.

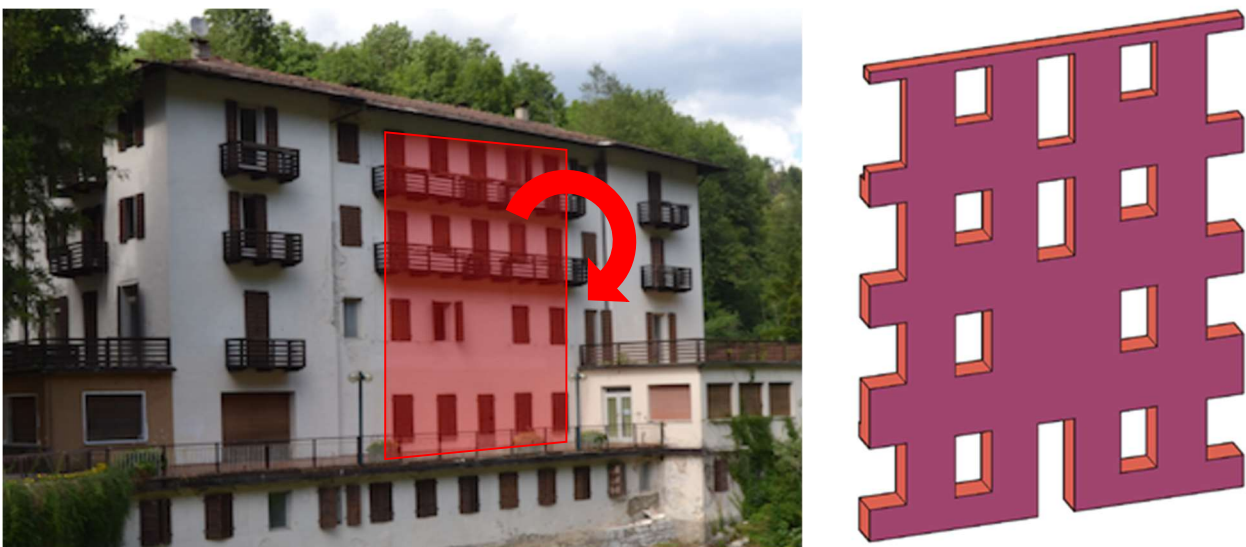


Figura 90: Meccanismo analizzato, ribaltamento semplice a terra

L'analisi dei carichi è stata effettuata utilizzando la combinazione sismica. Le azioni applicate al cinematismo sono state distinte in:

- Forze peso direttamente applicate alla parete da verificare P_i ;
- Forze peso non gravanti direttamente sulla parete da verificare ma le cui masse generano su di esso forze sismiche orizzontali (in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti della struttura), Q_i ;
- Forze orizzontali esterne applicate alla parete da verificare (come ad esempio: spinta di volte o archi, forze attrittive, archi di contrasto o tiranti), F_i .

Inoltre è stato considerato nullo il lavoro di eventuali forze interne L_i .

In Tabella 11 sono riportate le forze utilizzate e le relative posizioni. Si può notare che tutte le forze presenti in questo meccanismo sono di tipo P_i (forze peso direttamente applicate alla parete da verificare).

Tabella 11: Forze applicate al meccanismo di ribaltamento semplice a terra

Nome	P_i [kN]	$x_{P,i}$ [m]	$y_{P,i}$ [m]	Descrizione
P1	113,47	0,38	0,42	Peso proprio sottofinestra PT
P2	126,82	0,38	1,66	Peso proprio soprafinestra PT
P3	57,64	0,38	2,67	Peso proprio lato finestra PT
P4	160,17	0,33	3,46	Peso proprio sottofinestra P1
P5	133,33	0,33	4,89	Peso proprio soprafinestra P1
P6	101,44	0,33	6,09	Peso proprio lato finestra P1
P7	103,37	0,33	7,02	Peso proprio sottofinestra P3
P8	91,31	0,33	8,25	Peso proprio soprafinestra P2
P9	74,74	0,33	9,20	Peso proprio lato finestra P2
P10	62,97	0,20	10,13	Peso proprio sottofinestra P3
P11	50,95	0,20	11,50	Peso proprio soprafinestra P3
P12	20,80	0,20	12,37	Peso proprio lato finestra P3
P13	133,68	0,71	2,86	Carico solaio P1
P14	163,60	0,53	6,47	Carico solaio P2
P15	163,60	0,53	9,48	Carico solaio P3
P16	75,21	0,20	12,52	Carico solaio copertura

Come indicato al punto C.8.7.1.2.1.1 [14], applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile determinare il moltiplicatore di collasso α_0 che attiva il cinematismo. Successivamente va definito l'oscillatore non lineare equivalente a 1 grado di libertà, descritto in termini di accelerazione di attivazione del meccanismo a_0 e spostamento corrispondente all'annullamento dell'accelerazione

spettrale d_0 . Nel caso in cui non si sia tenuta in considerazione la limitata resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare è quello relativo al livello di conoscenza LC1, a cui corrisponde $FC = 1,35$, mentre il fattore di massa partecipante e^* risulta essere uguale a 1, poiché vi è un solo corpo rigido.

$$\alpha_0 = \frac{\sum P_i \cdot \delta_{P,y} - \sum F_i \cdot \delta_{F,x} + Lvi}{\sum (P_i + Q_i) \cdot \delta_{(P+Q),x}} = 0,065$$

$$a_0 = \frac{\alpha_0}{e^* \cdot FC} \cdot g = 0,474 \text{ m/s}^2$$

$$d_0 = d_{c0} \cdot \frac{\sum (P_i + Q_i) \cdot \delta_{(P+Q),x}^2}{\delta_{c,x} \cdot \sum (P_i + Q_i) \cdot \delta_{(P+Q),x}} = 0,518 \text{ m}$$

2.5.1.1 Analisi cinematica lineare, verifica SLD

Come specificato al punto C.8.7.1.2.1.5 [14], l'attivazione di meccanismi locali comporta l'apertura di lesioni. Questa condizione però può essere ancora lontana dal vero e proprio ribaltamento. Infatti, la presenza di un quadro fessurativo non necessariamente indica l'attivazione di un meccanismo di dissesto. Nel calcolo è stato ipotizzato che la porzione di muratura interessata dal meccanismo sia infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematismo. Sono stati calcolati quindi la domanda di accelerazione $a_{SLD,dom}$, l'accelerazione di attivazione del meccanismo $a_{SLD,cap}$ e l'indice di sicurezza allo SLD ζ_{SLD} . La verifica è risultata non soddisfatta.

$$a_{SLD,dom.} = a_{g,SLD} \cdot S = 0,499 \text{ m/s}^2$$

$$a_{SLD,cap.} = \frac{\alpha_0}{e^* \cdot FC} \cdot g = 0,474 \text{ m/s}^2$$

$$\zeta_{SLD} = \frac{a_{SLD,cap.}}{a_{SLD,dom.}} = 0,950 < 1 \text{ non verificato}$$

2.5.1.2 Analisi cinematica lineare, verifica SLV

Come specificato al punto C.8.7.1.2.1.7 [14], questo metodo di verifica è un metodo semplificato che può essere utilizzato nei casi in cui non venga calcolata l'intera curva di capacità per il meccanismo di collasso analizzato, ma solamente l'accelerazione di attivazione del meccanismo allo SLV. Questa accelerazione può essere calcolata in modo semplificato moltiplicando per un fattore di comportamento q l'accelerazione valutata per lo SLD. È stato assunto $q = 2$. Sono stati calcolati quindi la domanda di accelerazione $a_{SLV,dom}$, l'accelerazione di attivazione del meccanismo $a_{SLV,cap}$ e l'indice di sicurezza allo SLV ζ_{SLV} . La verifica è risultata non soddisfatta.

$$a_{SLV,dom.} = a_{g,SLV} \cdot S = 1,089 \text{ m/s}^2$$

$$a_{SLV,cap.} = \frac{\alpha_0 \cdot q}{e^* \cdot FC} \cdot g = 0,949 \text{ m/s}^2$$

$$\zeta_{SLV} = \frac{a_{SLV,cap.}}{a_{SLV,dom.}} = 0,871 < 1 \text{ non verificato}$$

2.5.1.3 Analisi cinematica non lineare, verifica SLV

In accordo al punto C8.7.1.2.1.6 [14], è stato determinato lo spostamento limite allo SLV come il minore tra:

- Il 40% dello spostamento d_0 per cui si annulla l'accelerazione spettrale a , valutata su una curva di capacità in cui si considerano solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
- Lo spostamento corrispondente a situazioni nelle quali si verificano rotture di elementi, quali catene o altri collegamenti, che, pur non comportando problemi di equilibrio, producano una riduzione della capacità, in termini di accelerazione, superiore al 50% del valore massimo. Ovviamente non devono verificarsi situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione come ad esempio lo sfilamento di travi o il collasso di volte.

La verifica in spostamento è stata eseguita, come specificato al punto C.8.7.1.2.1.8 [14], calcolando l'accelerazione al suolo $a_{SLV,cap}$ che produce una domanda di spostamento sul meccanismo locale pari a quella prima definita come raggiungimento dello SLV, come si può notare nella Figura 91: Curva di capacità per il meccanismo di ribaltamento semplice a terra. A tal fine è stato necessario valutare, a partire dalla curva di capacità $a_{(d)}$, il periodo equivalente caratteristico dello stato limite analizzato, T_{SLV} . Tale periodo è stato opportunamente ridotto rispetto a quello corrispondente allo spostamento ultimo assunto, al fine di considerare la dispersione dei risultati in prossimità della soglia di instabilità dinamica.

$$d_{SLV,cap.} = 0,207 \text{ m}$$

$$a_{SLV,cap.} = a_o \cdot \left(1 - \frac{d_{SLV,cap.}}{d_0}\right) = 0,285 \text{ m/s}^2$$

$$T_{SLV} = 1,68 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_{SLV,cap.}}{a_{SLV,cap.}}} = 4,504 \text{ s}$$

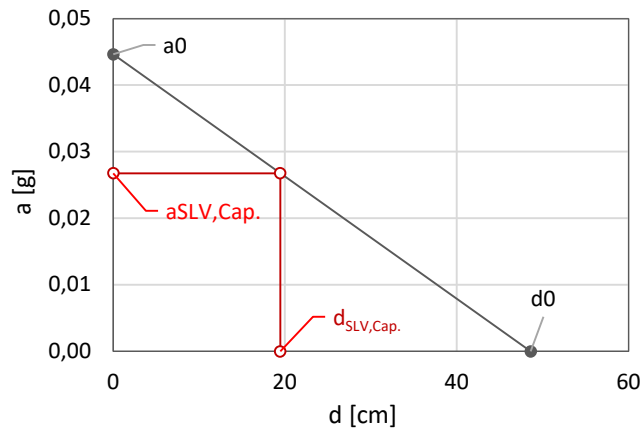


Figura 91: Curva di capacità per il meccanismo di ribaltamento semplice a terra

Nel calcolo della domanda di spostamento è importante considerare l'effetto della dissipazione, sia nel calcolo dello spettro in quota ove necessario (non linearità della struttura principale), sia nella valutazione della domanda di spostamento (non linearità del meccanismo locale). In assenza di valutazioni più accurate, lo smorzamento viscoso equivalente del meccanismo locale ξ_{mec} può essere assunto complessivamente pari all'8% per lo SLV. Lo smorzamento ξ_1 e il periodo T_1 dell'edificio devono essere valutati considerando il livello di non linearità raggiunto dalla struttura principale in corrispondenza dello stato limite considerato.

$$\eta(\xi_{mec}) = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{mec}}} = 0,877$$

$$S_e(T_{SLV}, \xi_{mec}) = 0,014 g$$

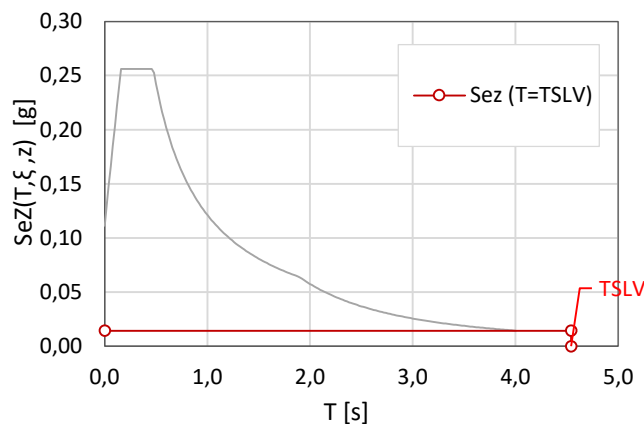


Figura 92: Spettro in accelerazione per il meccanismo di ribaltamento semplice a terra

Dopo aver calcolato la domanda in termini di accelerazione spettrale $S_e(T_{SLV}, \xi_{mec})$ sono stati calcolati la domanda di spostamento $d_{z,SLV,dom}$ e l'indice di sicurezza allo SLV ζ_{SLV} . La verifica è risultata soddisfatta.

$$d_{SLV,dom.} = S_e(T_{SLV}, \xi_{mec}) \cdot \left(\frac{T_{SLV}}{2\pi}\right)^2 = 0,072 \text{ m}$$

$$\zeta_{SLV} = \frac{d_{SLV, cap.}}{d_{SLV, dom.}} = 2,862 > 1 \text{ verificato}$$

2.5.1.4 Risultati

In Tabella 12 sono riportati i risultati ottenuti facendo riferimento a due differenti categorie di pericolosità sismica, ovvero ipotizzando che l'edificio si trovi o nel comune di Stenico (TN) oppure nel comune di L'Aquila (AQ).

Tabella 12: Indice di Sicurezza ζ_{mec} per il meccanismo di ribaltamento semplice a terra

Zona sismica	Metodo di analisi	S.L.	ζ_{mec}	Verifica
Stenico (TN)	Analisi Cinematica Lineare	SLD	0,950	Non verificato
Stenico (TN)	Analisi Cinematica Lineare	SLV	0,871	Non verificato
Stenico (TN))	Analisi Cinematica Non Lineare	SLV	2,862	Verificato
L'Aquila (AQ)	Analisi Cinematica Lineare	SLD	0,309	Non verificato
L'Aquila (AQ)	Analisi Cinematica Lineare	SLV	0,279	Non verificato
L'Aquila (AQ)	Analisi Cinematica Non Lineare	SLV	0,671	Non verificato

Si noti come l'edificio non risulti verificato agli SLD in nessuno dei due siti su cui sono stati svolti i calcoli. Invece, per quanto riguarda gli SLV, la verifica risulta soddisfatta, eseguendo l'analisi cinematica non lineare, solamente se l'edificio risulta posizionato nel comune di Stenico (TN). Nel comune di L'Aquila (AQ), nessuna delle due analisi cinematiche risulta soddisfatta, con la conseguenza di una possibile attivazione del meccanismo ipotizzato.

2.5.2 Ribaltamento semplice, meccanismo in quota

Il meccanismo analizzato ipotizza il ribaltamento semplice di una porzione della parete esterna, corrispondente all'ultimo livello dell'edificio appartenente al prospetto sud (Figura 93). I vincoli tra solai e pareti esterne sono stati considerati non efficaci.

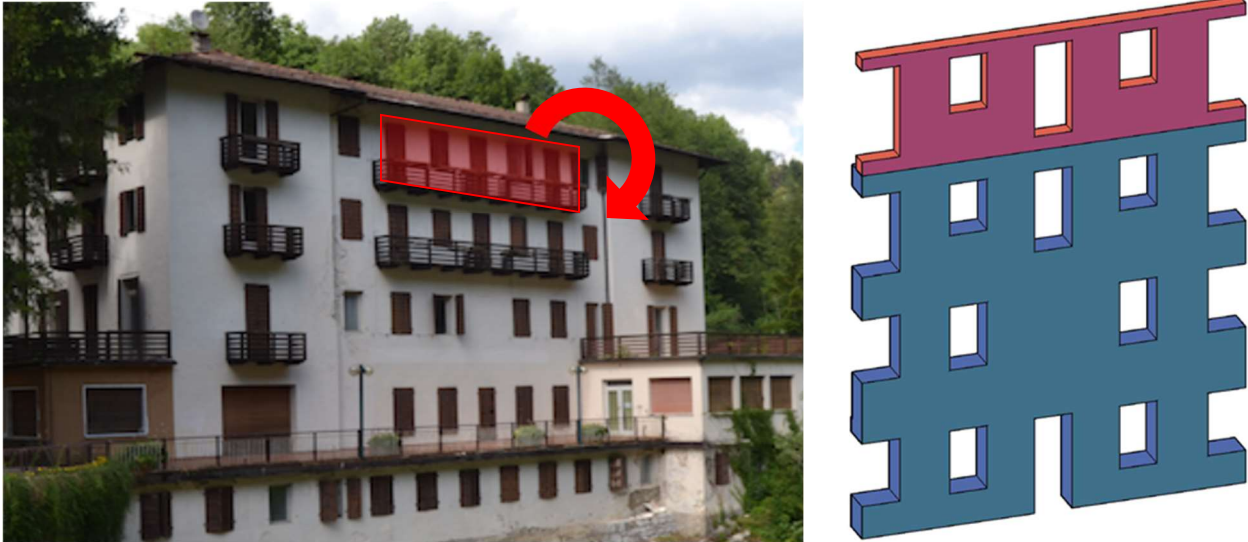


Figura 93: Meccanismo analizzato, ribaltamento semplice in quota

L'analisi dei carichi è stata effettuata utilizzando la combinazione sismica. Le azioni applicate al cinematisimo sono state distinte in:

- Forze peso direttamente applicate alla parete da verificare P_i ;
- Forze peso non gravanti direttamente sulla parete da verificare ma le cui masse generano su di esso forze sismiche orizzontali (in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti della struttura), Q_i ;
- Forze orizzontali esterne applicate alla parete da verificare (es: spinta di volte o archi, forze attrittive, archi di contrasto o tiranti), F_i .

Inoltre è stato considerato nullo il lavoro di eventuali forze interne L_i .

Nella

Tabella 13 sono riportate le forze utilizzate e le relative posizioni. Si può notare che tutte le forze presenti in questo meccanismo sono di tipo P_i (forze peso direttamente applicate alla parete da verificare).

Tabella 13: Forze applicate al meccanismo di ribaltamento semplice in quota

Nome	P _i [kN]	x _{P,i} [m]	y _{P,i} [m]	Descrizione
P1	62,97	0,20	0,65	Peso proprio sottofinestra P3
P2	50,95	0,20	2,02	Peso proprio soprafinestra P3
P3	20,80	0,20	2,89	Peso proprio lato finestra P3
P4	75,21	0,20	3,04	Carico solaio copertura

Come indicato al punto C.8.7.1.2.1.1 [14], applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile determinare il moltiplicatore di collasso α_0 che attiva il cinematismo. Successivamente va definito l'oscillatore non lineare equivalente a 1 grado di libertà, descritto in termini di accelerazione di attivazione del meccanismo a_0 e spostamento corrispondente all'annullamento dell'accelerazione spettrale d_0 . Nel caso in cui non si sia tenuta in considerazione la limitata resistenza a compressione della muratura il fattore di confidenza da utilizzare è quello relativo al livello di conoscenza LC1 (FC = 1,35) mentre il fattore di massa partecipante e^* risulta essere uguale a 1 (un solo corpo rigido).

$$\alpha_0 = \frac{\sum P_i \cdot \delta_{P,y} - \sum F_i \cdot \delta_{F,x} + Lvi}{\sum (P_i + Q_i) \cdot \delta_{(P+Q),x}} = 0,097$$

$$a_0 = \frac{\alpha_0}{e^* \cdot FC} \cdot g = 0,706 \text{ m/s}^2$$

$$d_0 = d_{c0} \cdot \frac{\sum (P_i + Q_i) \cdot \delta_{(P+Q),x}^2}{\delta_{c,x} \cdot \sum (P_i + Q_i) \cdot \delta_{(P+Q),x}} = 0,247 \text{ m}$$

2.5.2.1 Analisi cinematica lineare, verifica SLD

Come specificato al punto C.8.7.1.2.1.5 [14], nel caso dei meccanismi locali l'attivazione del meccanismo comporta l'apertura di lesioni, una condizione che può essere ancora lontana dal vero e proprio ribaltamento; peraltro, la presenza di un quadro fessurativo non necessariamente indica l'attivazione di un meccanismo di dissesto. Nel calcolo si ipotizza che la porzione di muratura interessata dal meccanismo sia infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematismo. Per strutture con masse distribuite uniformemente lungo l'altezza, si assume la prima forma modale lineare e la si normalizza allo spostamento in sommità. Si calcolano quindi il coefficiente di partecipazione modale γ_1 in funzione del numero di piani N dell'edificio, il coefficiente di forma modale Ψ_z , il periodo

fondamentale della struttura T_1 e si assume il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente della struttura ξ_1 pari al 5%.

$$\gamma_1 = \frac{3N}{2N + 1} = 1,333$$

$$\Psi_Z = \frac{Z}{H_T} = 0,757$$

$$T_1 = 0,333 \text{ s}$$

Si calcolano la domanda di accelerazione $a_{z,SLD,dom}$, l'accelerazione di attivazione del meccanismo $a_{z,SLD,cap}$ e l'indice di sicurezza allo SLD ζ_{SLD} . La verifica risulta non soddisfatta.

$$a_{z,SLD,dom.} = S_e(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_Z| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_1^2} = 1,274 \text{ m/s}^2$$

$$a_{z,SLD,cap.} = \frac{\alpha_0}{e^* \cdot FC} \cdot g = 0,706 \text{ m/s}^2$$

$$\zeta_{SLD} = \frac{a_{z,SLD,cap.}}{a_{z,SLD,dom.}} = 0,554 < 1 \text{ non verificato}$$

2.5.2.2 Analisi cinematica lineare, verifica SLV

Come specificato al punto C.8.7.1.2.1.7 [14], questo metodo di verifica è un metodo semplificato che può essere utilizzato nei casi in cui non venga calcolata l'intera curva di capacità per il meccanismo di collasso analizzato, ma solamente l'accelerazione di attivazione del meccanismo allo SLV. Questa accelerazione può essere calcolata in modo semplificato moltiplicando per un fattore di comportamento q l'accelerazione valutata per lo SLD. Si assume $q = 2$. Per tenere in conto le non linearità della struttura principale, che producono una riduzione dell'amplificazione delle accelerazioni relative ai meccanismi locali, occorre valutare lo smorzamento viscoso equivalente e l'incremento del periodo equivalente da introdurre nelle analisi. È quindi opportuno valutare lo spettro alla quota Z con parametri compatibili con il livello di duttilità richiesto. Nella risposta globale allo stato limite ultimo, gli edifici in muratura presentano un incremento del periodo equivalente compreso tra il 50% e il 100% e raggiungono valori di smorzamento viscoso equivalente variabili dal 10% al 20% (C8.7.1.2.1.4 [14]). Si calcola il periodo fondamentale della struttura T_1 e si assume il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente della struttura ξ_1 pari al 10%.

$$T_1 = T_{1,SLD} * 1,5 = 0,499 \text{ s}$$

Si determinano quindi la domanda di accelerazione $a_{z,SLV,dom}$, l'accelerazione di attivazione del meccanismo $a_{z,SLV,cap}$ e l'indice di sicurezza allo SLV ζ_{SLV} . La verifica risulta non soddisfatta.

$$a_{z,SLV,dom.} = S_e(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_z| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_1^2} = 2,328 \text{ m/s}^2$$

$$a_{z,SLV,cap.} = \frac{\alpha_0 \cdot q}{e^* \cdot FC} \cdot g = 1,412 \text{ m/s}^2$$

$$\zeta_{SLV} = \frac{a_{z,SLV,cap.}}{a_{z,SLV,dom.}} = 0,607 < 1 \text{ non verificato}$$

2.5.2.3 Analisi cinematica non lineare, verifica SLV

In accordo al punto C8.7.1.2.1.6 [14], si determina lo spostamento limite allo SLV come il minore tra:

- Il 40% dello spostamento d_0 per cui si annulla l'accelerazione spettrale a , valutata su una curva di capacità in cui si considerano solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
- Lo spostamento corrispondente a situazioni nelle quali si verificano rotture di elementi, quali catene o altri collegamenti, che, pur non comportando problemi di equilibrio, producano una riduzione della capacità, in termini di accelerazione, superiore al 50% del valore massimo. Ovviamente non devono verificarsi situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione come ad esempio lo sfilamento di travi o il collasso di volte.

La verifica in spostamento si esegue, come specificato al punto C.8.7.1.2.1.8 [14], calcolando l'accelerazione al suolo $a_{z,SLV,cap}$ che produce una domanda di spostamento sul meccanismo locale pari a quella prima definita come raggiungimento dello SLV, come si può notare nella Figura 94. A tal fine è necessario valutare, a partire dalla curva di capacità $a_{(d)}$, il periodo equivalente caratteristico dello stato limite analizzato, T_{SLV} . Tale periodo è stato opportunamente ridotto rispetto a quello corrispondente allo spostamento ultimo assunto, al fine di considerare la dispersione dei risultati in prossimità della soglia di instabilità dinamica.

$$d_{z,SLV,Cap.} = 0,099 \text{ m}$$

$$a_{z,SLV,cap.} = a_o \cdot \left(1 - \frac{d_{SLV,cap.}}{d_0}\right) = 0,424 \text{ m/s}^2$$

$$T_{SLV} = 1,68 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_{z,SLV,Cap.}}{a_{z,SLV,Cap.}}} = 2,547 \text{ s}$$

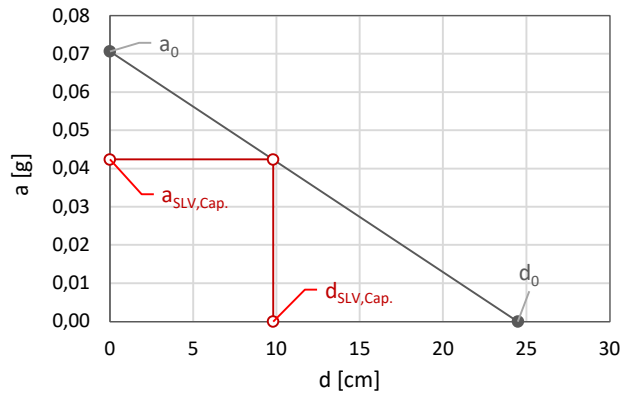


Figura 94: Curva di capacità per il meccanismo di ribaltamento semplice in quota

Per i meccanismi posti ad una quota Z dell'edificio è necessario fare riferimento allo spettro in accelerazione alla quota Z (formule riportate al paragrafo C7.2.5 [14]), trasformato in spettro di spostamento sempre alla medesima quota. Per la verifica a stato limite ultimo dei meccanismi locali, considerato che i periodi di interesse dello spettro sono in genere lunghi, è sufficiente considerare il solo primo modo di vibrare, o comunque il primo tra quelli caratterizzati da spostamenti significativi nella zona dove si sviluppa il meccanismo locale.

Nel calcolo della domanda di spostamento è importante considerare l'effetto della dissipazione, sia nel calcolo dello spettro in quota ove necessario (non linearità della struttura principale), sia nella valutazione della domanda di spostamento (non linearità del meccanismo locale). In assenza di valutazioni più accurate, lo smorzamento viscoso equivalente del meccanismo locale ξ_{mec} può essere assunto complessivamente pari all'8% per lo SLV. Lo smorzamento ξ_1 e il periodo T_1 dell'edificio devono essere valutati considerando il livello di non linearità raggiunto dalla struttura principale in corrispondenza dello stato limite considerato, come effettuato in precedenza per l'analisi statica lineare SLV.

$$\eta(\xi_{mec}) = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{mec}}} = 0,877$$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_z| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_1^2} = 2,328 \text{ m/s}^2$$

Lo spettro di accelerazione in quota viene calcolato considerando solo il primo modo di vibrare dell'edificio, come indicato al punto C.7.2.3 [14], dove i coefficienti a e b valgono rispettivamente

0,8 e 1,1. Va inoltre verificato che il valore di accelerazione trovato sia maggiore di quello che si otterrebbe utilizzando lo spettro a terra.

$$S_{eZ}(T, \xi, z) = \begin{cases} \frac{1,1 \cdot \xi_1^{-0,5} \cdot \eta(\xi_{mec}) \cdot a_z(z)}{1 + [1,1 \cdot \xi_1^{-0,5} \cdot \eta(\xi_{mec}) - 1] \left(1 - \frac{T}{a \cdot T_1}\right)^{1,6}} & \text{per } T < aT_1 \\ 1,1 \cdot \xi_1^{-0,5} \cdot \eta(\xi_{mec}) \cdot a_z(z) & \text{per } aT_1 \leq T < bT_1 \\ \frac{1,1 \cdot \xi_1^{-0,5} \cdot \eta(\xi_{mec}) \cdot a_z(z)}{1 + [1,1 \cdot \xi_1^{-0,5} \cdot \eta(\xi_{mec}) - 1] \left(\frac{T}{b \cdot T_1} - 1\right)^{1,2}} & \text{per } T \geq bT_1 \end{cases}$$

$$S_{eZ}(T_{SLV}, \xi, z) \geq S_e(T_{SLV}, \xi)$$

$$S_{eZ}(T_{SLV}, \xi, z) = 0,669 \text{ m/s}^2$$

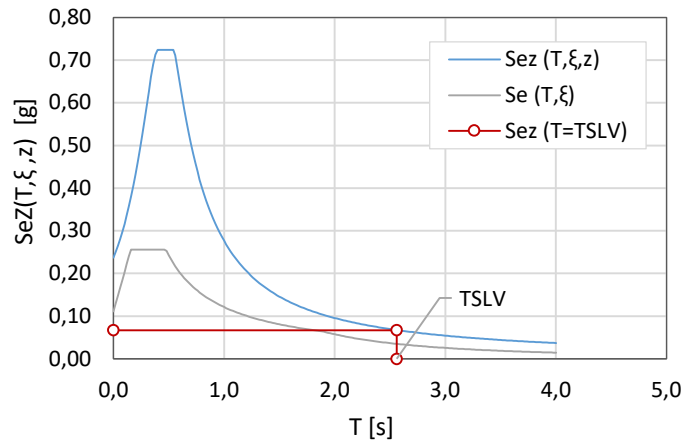


Figura 95: Spettro in accelerazione alla quota z per il meccanismo di ribaltamento semplice in quota

Dopo aver calcolato la domanda in termini di accelerazione spettrale $S_e(T_{SLV}, \xi_{mec})$ si calcola la domanda di spostamento $d_{z,SLV,dom}$ e l'indice di sicurezza allo SLV ζ_{SLV} . La verifica risulta non soddisfatta.

$$d_{z,SLV,dom.} = S_e(T_{SLV}, \xi_{mec}) \cdot \left(\frac{T_{SLV}}{2\pi}\right)^2 = 0,109 \text{ m}$$

$$\text{se } T_{SLV} > b \cdot T_1 \text{ si deve verificare inoltre } d_{z,SLV,dom.} \geq S_{eZ}(T_1, \xi, z) \cdot \left(\frac{b \cdot T_1}{2\pi}\right)^2$$

$$\zeta_{SLV} = \frac{d_{z,SLV,cap.}}{d_{z,SLV,dom.}} = 0,898 < 1 \text{ non verificato}$$

2.5.2.4 Risultati

In Tabella 14 sono riportati i risultati ottenuti facendo riferimento a due differenti categorie di pericolosità sismica, ovvero ipotizzando che l'edificio si trovi o nel comune di Stenico (TN) oppure nel comune di L'Aquila (AQ).

Tabella 14: Indice di Sicurezza ζ_{mec} per il meccanismo di ribaltamento semplice in quota

Zona sismica	Metodo di analisi	S.L.	ζ_{mec}	Verifica
Stenico (TN)	Analisi Cinematica Lineare	SLD	0,554	Non verificato
Stenico (TN)	Analisi Cinematica Lineare	SLV	0,607	Non verificato
Stenico (TN))	Analisi Cinematica Non Lineare	SLV	0,898	Non verificato
L'Aquila (AQ)	Analisi Cinematica Lineare	SLD	0,196	Non verificato
L'Aquila (AQ)	Analisi Cinematica Lineare	SLV	0,213	Non verificato
L'Aquila (AQ)	Analisi Cinematica Non Lineare	SLV	0,315	Non verificato

Si noti come l'edificio non risulti verificato né agli SLD né agli SLV (sia mediante l'analisi cinematica lineare che non lineare) in nessuno dei due siti su cui sono stati svolti i calcoli. Di conseguenza risulta possibile una attivazione del meccanismo ipotizzato sia nel comune di Stenico (TN) che nel comune di L'Aquila (AQ).

2.6 CALCOLO DELLA CLASSE DI RISCHIO SISMICO

A seguito delle analisi effettuate, è stata calcolata la classe di rischio sismico per l'edificio in questione attraverso il metodo convenzionale suggerito dalle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni D.M. 58 del 2017 [27], sia nell'ipotesi in cui l'edificio si trovi a Stenico (TN) sia che si trovi a L'Aquila (AQ). L'indice di sicurezza SLV (IS-V) è stato determinato come rapporto tra la PGA_D e la PGA_C , mentre la perdita media annua attesa (PAM) è stata calcolata come area sottesa alla curva dei costi di ricostruzione (CR) per i vari stati limite. In Figura 96 e Figura 97 si riportano le curve che individuano la PAM relative alla combinazione sismica G1, X+, E0 per i due differenti siti analizzati. Si riportano invece in Tabella 15 e in Tabella 16 i risultati relativi a tutte le combinazioni.

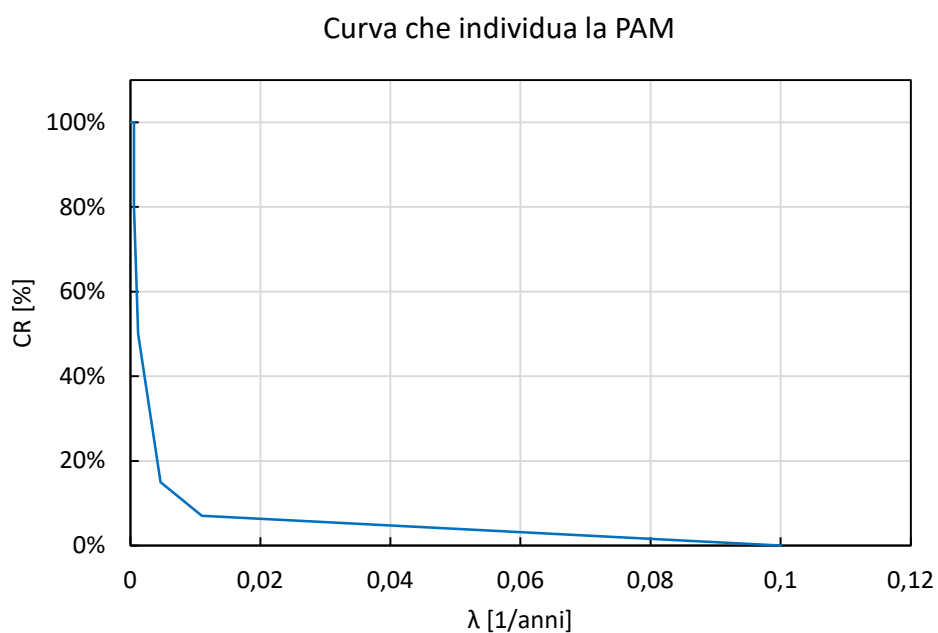


Figura 96: Curva che individua la PAM dello stato di fatto, configurazione G1, X+, E0, Stenico (TN)

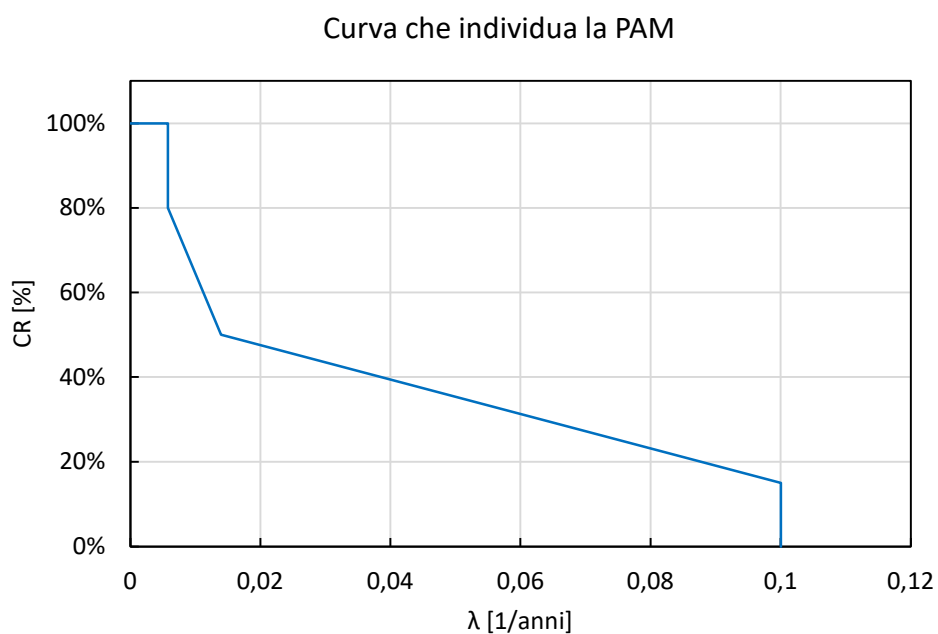


Figura 97: Curva che individua la PAM dello stato di fatto, configurazione G1, X+, E0, L'Aquila (AQ)

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	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}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

Figura 98: Tabella attribuzione della classe di rischio PAM [27]

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

Figura 99. Tabella attribuzione della classe di rischio IS-V [27]

Tabella 15: Risultati indice ISV e PAM, Stenico (TN)

Analisi	ISV		PAM		C.R.S.
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
G1_X+_E0	121%	A+	0,59%	A	A
G1_X+_E+	139%	A+	0,55%	A	A
G1_X+_E-	122%	A+	0,58%	A	A
G1_X-_E0	130%	A+	0,59%	A	A
G1_X-_E+	146%	A+	0,56%	A	A
G1_X-_E-	111%	A+	0,61%	A	A
G2_X+_E0	149%	A+	0,51%	A	A
G2_X+_E+	150%	A+	0,51%	A	A
G2_X+_E-	142%	A+	0,53%	A	A
G2_X-_E0	180%	A+	0,49%	A+	A+
G2_X-_E+	165%	A+	0,50%	A	A
G2_X-_E-	198%	A+	0,48%	A+	A+
G1_Y+_E0	126%	A+	0,52%	A	A
G1_Y+_E+	178%	A+	0,46%	A+	A+
G1_Y+_E-	137%	A+	0,48%	A+	A+
G1_Y-_E0	139%	A+	0,53%	A	A
G1_Y-_E+	179%	A+	0,49%	A+	A+
G1_Y-_E-	142%	A+	0,50%	A+	A+
G2_Y+_E0	194%	A+	0,43%	A+	A+
G2_Y+_E+	180%	A+	0,44%	A+	A+
G2_Y+_E-	91%	A	0,60%	A	A
G2_Y-_E0	133%	A+	0,54%	A	A
G2_Y-_E+	216%	A+	0,46%	A+	A+
G2_Y-_E-	254%	A+	0,45%	A+	A+

Tabella 16: Risultati indice ISV e PAM, L'Aquila (AQ)

Analisi	ISV		PAM		C.R.S.
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
G1_X+_E0	40%	D	3,91%	E	E
G1_X+_E+	45%	C	3,75%	E	E
G1_X+_E-	40%	D	3,90%	E	E
G1_X-_E0	43%	D	3,82%	E	E
G1_X-_E+	48%	C	3,70%	E	E
G1_X-_E-	36%	D	4,04%	E	E
G2_X+_E0	49%	C	3,67%	E	E
G2_X+_E+	50%	C	3,66%	E	E
G2_X+_E-	47%	C	3,71%	E	E
G2_X-_E0	60%	C	3,53%	E	E
G2_X-_E+	55%	C	3,58%	E	E
G2_X-_E-	65%	B	3,48%	D	D
G1_Y+_E0	41%	D	3,85%	E	E
G1_Y+_E+	58%	C	3,11%	D	D
G1_Y+_E-	45%	D	3,34%	D	D
G1_Y-_E0	45%	C	3,75%	E	E
G1_Y-_E+	59%	C	3,54%	E	E
G1_Y-_E-	47%	C	3,70%	E	E
G2_Y+_E0	63%	B	2,65%	D	D
G2_Y+_E+	59%	C	2,79%	D	D
G2_Y+_E-	30%	E	4,40%	E	E
G2_Y-_E0	44%	D	3,79%	E	E
G2_Y-_E+	71%	B	3,12%	D	D
G2_Y-_E-	83%	A	3,12%	D	D

Nel calcolo della classe di rischio sismico deve essere considerata anche la possibile attivazione di meccanismi locali. Si riportano in Figura 100, Figura 101 e *Tabella 17* le curve che individuano la PAM e i risultati relativi alle verifiche locali sia nel caso in cui l'edificio sia localizzato a Stenico (TN) che a L'Aquila. Anche in questo caso è stato utilizzato il metodo convenzionale per la determinazione della classe di rischio.

Facendo riferimento al metodo semplificato, considerando le caratteristiche delle pareti e la possibile attivazione di meccanismi locali, l'edificio ricade in classe vulnerabilità globale compresa tra V5 e V6. Le zone sismiche di interesse sono Zona 3 per Stenico (TN) e Zona 1 per L'Aquila (AQ): in questo modo si ottiene rispettivamente una classe di rischio D* e F*/G* (Figura 102). Si noti che i

risultati ottenuti applicando il metodo convenzionale sono in linea con quelli ottenuti applicando il metodo semplificato.

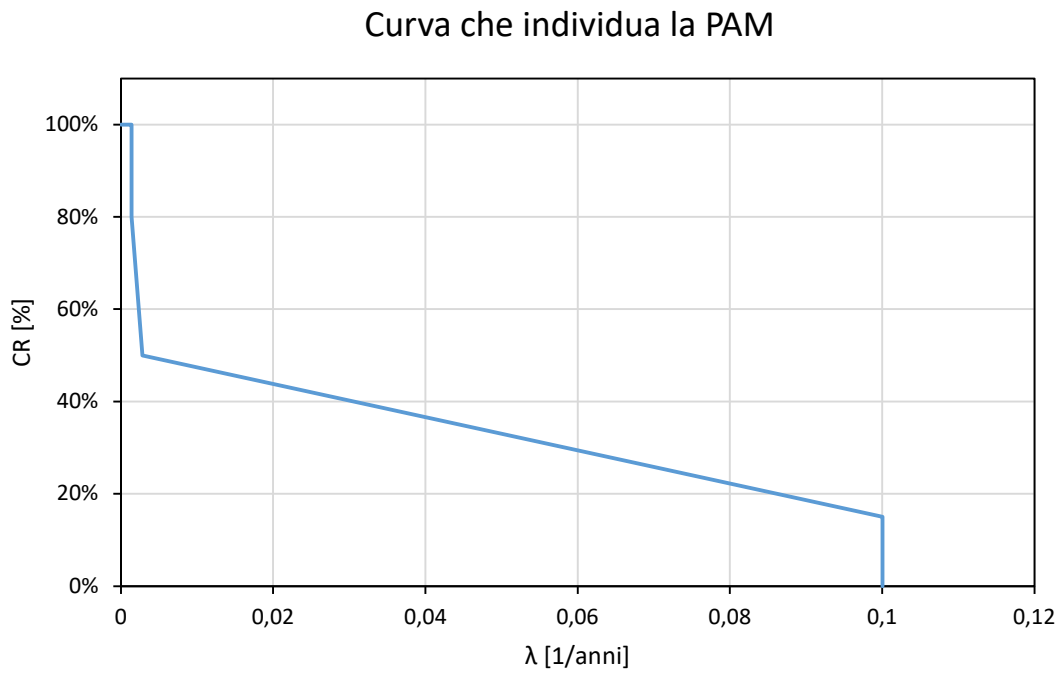


Figura 100: Curva che individua la PAM considerando i meccanismi locali per Stenico (TN)

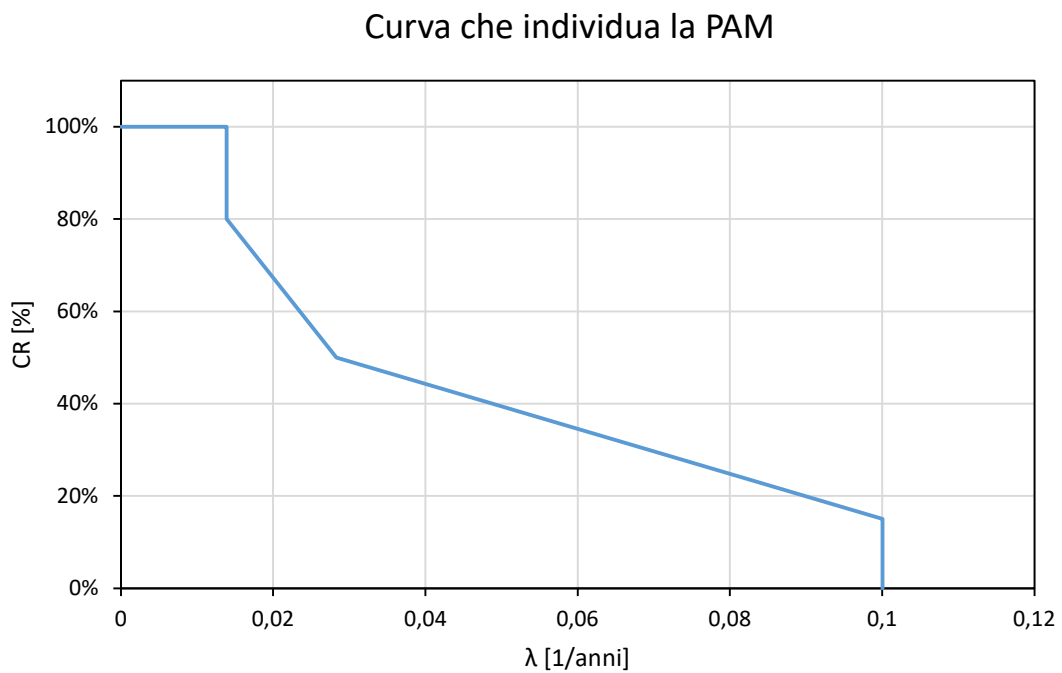


Figura 101: Curva che individua la PAM considerando i meccanismi locali per L'Aquila (AQ)

Tabella 17: Risultati indice ISV e PAM considerando i meccanismi locali

Sito	ISV		PAM		CRS
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
Stenico (TN)	90%	A	3,39%	D	D
L'Aquila (AQ)	28%	E	4,66%	F	F

Classe di Rischio	PAM	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
A+*	$PAM \leq 0,50\%$				$V_1 + V_2$
A*	$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$			$V_1 + V_2$	$V_3 + V_4$
B*	$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	V_1	$V_1 + V_2$	V_3	V_5
C*	$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	V_2	V_3	V_4	V_6
D*	$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	V_3	V_4	$V_5 + V_6$	
E*	$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	V_4	V_5		
F*	$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	V_5	V_6		
G*	$7,5\% \leq PAM$	V_6			

Figura 102: Determinazione classe sismica con metodo semplificato [27]

L'edificio caso studio localizzato a Stenico (TN) ricade nella *Classe di rischio D*, determinata come la minima tra la classe corrispondente all'*Indice di sicurezza allo SLV (Classe_{IS-V})* e quella corrispondente alla *Perdita Media Annuale Attesa PAM (Classe_{PAM}PAM)*. Invece, nel caso in cui venga utilizzato come input lo spettro previsto per il comune di L'Aquila (AQ), l'edificio caso studio ricade nella *Classe di rischio F*. Si noti, che per quanto riguarda il sito di Stenico (TN), le verifiche locali incidono sensibilmente aumentando di tre classi di rischio sismico la struttura rispetto alla classe di rischio individuata dalle verifiche globali.

3 VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA

Lo scopo di queste analisi è di attribuire all'edificio allo stato di fatto un livello di prestazione energetica individuato all'interno di una scala di dieci livelli, individuati da altrettante lettere, dalla A4 (massima prestazione) alla G (minima prestazione). Data l'elevata dimensione della struttura e il diverso numero di analisi da affrontare, si è scelto di procedere al calcolo con l'ausilio di un programma open source rilasciato su richiesta in licenza da parte di Aermec S.p.a.. Il programma MC11300 è un software certificato dal Comitato Termotecnico Italiano (CTI), conforme al D.M.26/06/2015 [28], che permette di determinare la prestazione energetica e di elaborarne l'attestato (APE) secondo lo schema nazionale.

La procedura che è stata seguita per lo studio delle analisi è la seguente:

1. definizione dei dati geografici e climatici del sito;
2. definizione delle geometrie dell'edificio, quali: superfici degli elementi opachi costituenti l'involucro disperdente (murature, solai tra interno ed esterno, elementi a contatto con il terreno), superfici calpestabili e altezze di interpiano per la definizione dei volumi;
3. identificazione dei materiali, dei pacchetti e dei principali componenti vetrati;
4. modellazione dell'edificio allo stato di fatto nel programma di calcolo e quindi determinazione del livello di prestazione energetica;
5. installazione dei miglioramenti energetici sulle sole componenti opache costituenti l'edificio e quindi determinazione dei diversi livelli raggiunti per le diverse soluzioni ipotizzate.

Per l'impianto di riscaldamento e di produzione di acqua calda sanitaria sono stati considerati i rendimenti energetici stagionali suggeriti all'interno della tabella 8 del Decreto Requisiti Minimi [28] per gli edifici di riferimento. Assumendo un generatore a combustione gassosa sia per il riscaldamento che per la produzione di acqua calda sanitaria, le efficienze risultano rispettivamente $\eta_H = 0.95$ e $\eta_W = 0.85$.

3.1 Dati climatici

I dati climatici sono stati ricavati secondo quanto previsto dalla UNI 10349 [29], tenendo conto della posizione geografica e della quota del sito, e di come è orientato l'edificio (Tabella 18). In Tabella 19 sono stati riportati i dati climatici del sito di Stenico (TN) mentre in Tabella 20 sono stati indicati i valori medi mensili di temperature esterne dell'aria, pressione esterna, umidità relativa e irradiazioni

dirette e diffuse, utili a determinare le irradianze sulle superfici orizzontali e verticali, quest'ultime in funzione dell'orientazione.

Tabella 18: Dati geografici del sito (Stenico (TN))

	Valore	u.m
Latitudine	46°02'34.2"N	-
Longitudine	10°53'09.6"E	-
Quota	400	m s.l.m

Tabella 19: Dati climatici del sito, Villa Banale (TN)

	Valore	u.m
Zona climatica	F	-
Gradi giorno	3411	-
Periodo di riscaldamento	05/10-22/04	gg/mm
Periodo di raffrescamento	23/04-16/08	gg/mm
$T_{int,d}$	20,00	°C
$T_{ext,d}$	-13,16	°C
$T_{ext,media\ annua}$	10,71	°C

Tabella 20: Dati climatici medi mensili in funzione della posizione geografica del sito, Villa Banale (TN)

	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre	u.m
$T_{aria,ext}$	0,29	1,49	6,39	10,99	16,19	18,59	21,59	20,99	16,49	10,89	4,79	-0,21	°C
P_{ext}	422	338	561	822	1061	1247	1463	1367	1273	999	658	380	Pa
U_R	67,75	49,77	58,47	62,66	57,70	58,23	56,78	55,03	67,88	76,68	76,61	63,38	%
H_{dh}	1,90	3,30	4,30	6,60	8,20	9,70	9,70	8,30	6,00	3,90	2,60	1,70	MJ/m ²
H_{lh}	2,26	4,40	7,00	6,90	9,50	9,10	9,80	8,50	5,70	4,00	2,30	1,70	MJ/m ²
$H_{h,day}$	4,50	7,70	11,30	13,50	17,70	18,80	19,50	16,80	11,70	7,90	4,90	3,40	MJ/m ²
$H_{v,NORD}$	1,41	2,43	3,29	4,96	7,32	8,72	8,64	6,55	4,19	2,75	1,80	1,20	MJ/m ²
$H_{v,E-O}$	3,88	6,11	8,46	9,19	11,60	12,00	12,58	11,21	8,19	5,96	3,91	2,88	MJ/m ²
$H_{v,SE-SO}$	7,19	9,33	10,82	9,70	10,89	10,79	11,53	11,27	9,44	8,27	6,44	5,43	MJ/m ²
$H_{v,NE-NO}$	1,58	3,08	4,98	6,92	9,59	10,56	10,80	8,86	5,76	3,47	2,00	1,27	MJ/m ²
$H_{v,SUD}$	9,34	11,25	11,54	8,89	9,16	9,05	9,67	9,95	9,41	9,54	8,08	7,07	MJ/m ²

Analogamente a quanto fatto per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio, è stata considerata anche l'ipotesi in cui l'edificio si trovi localizzato a L'Aquila. In Tabella 21, Tabella 22 e Tabella 23 sono riportati i dati climatici e geografici relativi al sito di L'Aquila.

Tabella 21: Dati geografici del sito L'Aquila (AQ)

	Valore	u.m
Latitudine	42°20'57.0"N	-
Longitudine	13°23'48.8"E	-
Quota	714	m s.l.m

Tabella 22: Dati climatici del sito, L'Aquila (AQ)

	Valore	u.m
Zona climatica	E	-
Gradi giorno	2514	-
Periodo di riscaldamento	15/10-15/04	gg/mm
Periodo di raffrescamento	13/04-24/08	gg/mm
$T_{int,d}$	20,00	°C
$T_{ext,d}$	-5	°C
$T_{ext,media\ annua}$	12,21	°C

Tabella 23: Dati climatici medi mensili in funzione della posizione geografica del sito, L'Aquila (AQ)

	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre	u.m
$T_{aria,ext}$	2,91	4,21	8,01	10,91	15,81	20,71	22,31	22,21	16,71	12,51	7,71	2,61	°C
P_{ext}	613	677	736	932	1188	1392	1670	1006	1304	1073	914	610	Pa
U_R	81,46	82,15	68,64	71,49	66,18	57,02	62,05	37,61	68,61	74,06	86,98	82,82	%
H_{dh}	2,90	3,50	5,30	6,80	8,80	9,40	9,00	7,80	6,40	4,80	3,40	2,60	MJ/m ²
H_{bh}	3,20	6,10	8,30	9,30	12,50	15,10	15,70	14,80	10,20	5,30	2,80	2,30	MJ/m ²
$H_{h,day}$	6,10	9,60	13,60	16,10	21,30	24,50	24,70	22,60	16,60	10,10	6,20	4,90	MJ/m ²
$H_{v,NORD}$	2,07	2,72	4,02	5,39	8,30	10,23	9,72	7,31	4,89	3,42	2,33	1,80	MJ/m ²
$H_{v,E-O}$	4,81	7,42	9,76	10,82	13,75	15,57	15,86	15,09	11,63	7,36	4,66	3,84	MJ/m ²
$H_{v,SE-SO}$	8,12	11,14	12,07	11,23	12,61	13,36	13,94	14,83	13,42	9,92	7,19	6,59	MJ/m ²
$H_{v,NE-NO}$	2,31	3,64	5,98	7,99	11,31	13,36	13,23	11,30	7,62	4,37	2,60	1,93	MJ/m ²
$H_{v,SUD}$	10,27	13,32	12,63	9,98	10,13	10,23	10,73	12,31	13,09	11,27	8,82	8,39	MJ/m ²

3.2 Geometrie, materiali e componenti edificio

Ai fini dell'analisi è di fondamentale importanza conoscere le caratteristiche della struttura e del suo involucro. In Tabella 24 sono riportate le superfici al netto delle murature per ogni livello costituente l'edificio depurate dagli spazi destinati ai vani scale. Oltre alle superfici dei piani vengono di seguito computate quelle riferite alle pareti perimetrali dal piano interrato alla copertura (Tabella 25), considerando la presenza di aperture con dimensioni pari al foro riportato su architettonico. Vengono inoltre indicati i diversi materiali con cui sono realizzate e gli spessori per ogni piano. Poiché questi risultano molto spesso variabili si è scelto, ove possibile, di uniformare lo spessore considerandone uno molto prossimo ai valori reali che verrà poi considerato all'interno delle simulazioni. Tali approssimazioni non interessano le pareti che costituiscono il cavedio centrale e pertanto lo spessore è assunto costante per piano secondo architettonico.

Dei componenti definenti l'involucro vengono descritte e stimate le proprietà termofisiche, in particolare facendo riferimento alle indagini svolte dal Politecnico di Milano [30] è stato possibile individuare alcune proprietà quali dimensioni e materiali di alcuni componenti utili a definire le trasmittanze. Dell'elaborato sono stati infatti considerati i dati dei serramenti, degli elementi opachi orizzontali interni tra un livello e l'altro e quelli della copertura. L'edificio è dotato di serramenti di differenti dimensioni, assemblati con un doppio telaio mobile in legno avente sezione 50x40mm, montato su un controtelaio fisso e successivo controtelaio di parete sempre in legno con sezioni medesime alle precedenti. Sul telaio mobile è presente una superficie trasparente con vetri extrachiari singoli e intercapedine d'aria non controllata. Inoltre su entrambi i telai non sono presenti guarnizioni o sigillature e la quasi totalità dei serramenti è dotata di schermature mobili (scuri) in legno di colore marrone scuro. Quindi, note le principali caratteristiche si è provveduto alla stima delle trasmittanze per le diverse e principali dimensioni delle aperture presenti sulle facce dell'involucro, i valori sono elencati in Tabella 26.

Passando ora ai componenti opachi orizzontali, sia i solai che la copertura sono realizzati con una struttura in legno in avanzato stato di degrado. Per entrambe le strutture, in funzione delle loro stratificazioni, è stata stimata la trasmittanza termica che per i solai interni vale $U = 1,49\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$ mentre per la copertura, costituita unicamente da travetti in legno portante che reggono la sola installazione di tegole di argilla, si raggiungono valori ben più alti corrispondenti a pessime prestazioni energetiche con $U = 4,6\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$. Il solaio di base è realizzato in latero-cemento con finitura superficiale in piastrelle con valore di trasmittanza pari a $U = 1,496\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$.

Come indicato nel capitolo 1, le tipologie murarie presenti nell'edificio sono muratura in pietra naturale (calcare compatto) per tre livelli inferiori e muratura in mattoni pieni al terzo e quarto piano. I valori delle trasmittanze stimate per lo stato di fatto sono riportati in Tabella 25.

Tabella 24: Superfici calpestabili dei piani e copertura

Livello	ID piano	S_{piano} m^2	S_{tetto} m^2	Quota m	H m	Volume m^3
-1	P.Interrato	365,63	-	-2,73	2,38	870,20
0	P.Terra	682	-	0	2,86	1950,52
1	P.Primo	696	-	3,21	3,26	2268,96
2	P.Secondo	695,67	-	6,82	2,66	1850,48
3	P.Terzo	729,62	-	9,83	2,68	1955,38
4	P.Quarto	121,94	597,94	12,86	4,13	503,61
5	Cop-livello 4	-	182,74	17,97	-	-
TOT		3290,86	780,68		17,97	9399,16

Tabella 25: Superfici pareti perimetrali edificio, spessori medi e materiale

Livello	ID	Superficie m^2	Spessore m	Materiale	U $W/(m^2K)$
-1	P.Interrato	313,48	1,25-1,00	Calcare compatto	1,135-1,267
0	P.Terra	338,96	0,75	Calcare compatto	1,557
1	P.Primo	461,86	0,70	Calcare compatto	1,631
2	P.Secondo	380,86	0,55	Calcare compatto	1,906
3	P.Terzo	338,55	0,40	Mattoni pieni	1,426
4	P.Quarto	169,66	0,40	Mattoni pieni	1,426

Tabella 26: Trasmittanze serramenti (stato di fatto)

Elemento	Dimensione	U $W/(m^2K)$
Finestra	94x135	2,357
Finestra	50x120	2,365
Porta-finestra	95x250	2,731
Porta-finestra	95x210	2,725

3.3 Prestazione energetica

La classe energetica raggiunta dalla costruzione allo stato di fatto si attesta al livello G per entrambe le ipotesi di localizzazione, come indicato in Figura 103 e Figura 104.

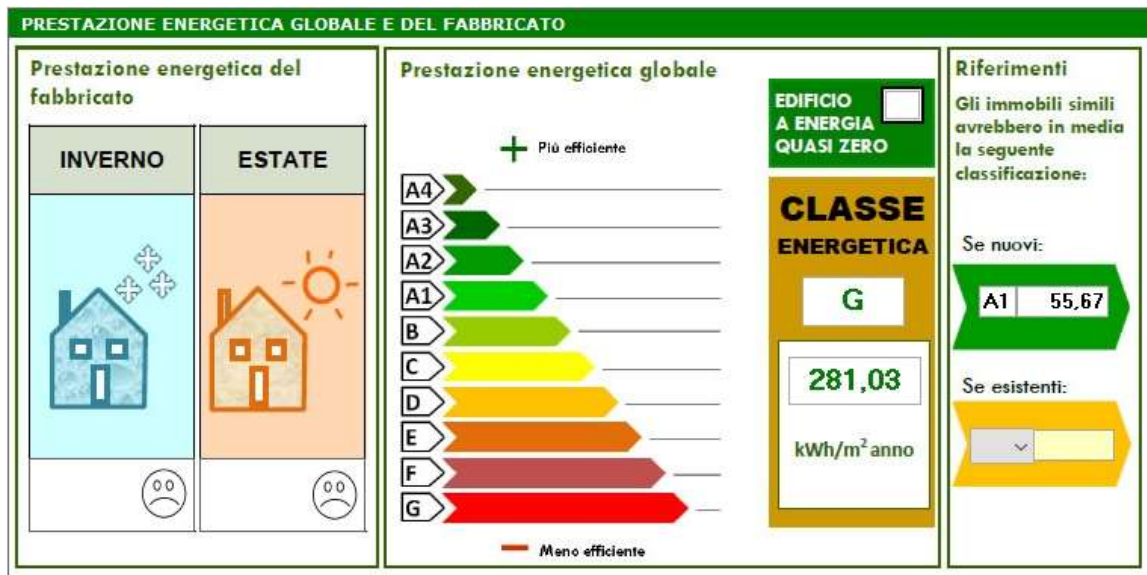


Figura 103: Prestazione energetica stato di fatto Stenico (TN)

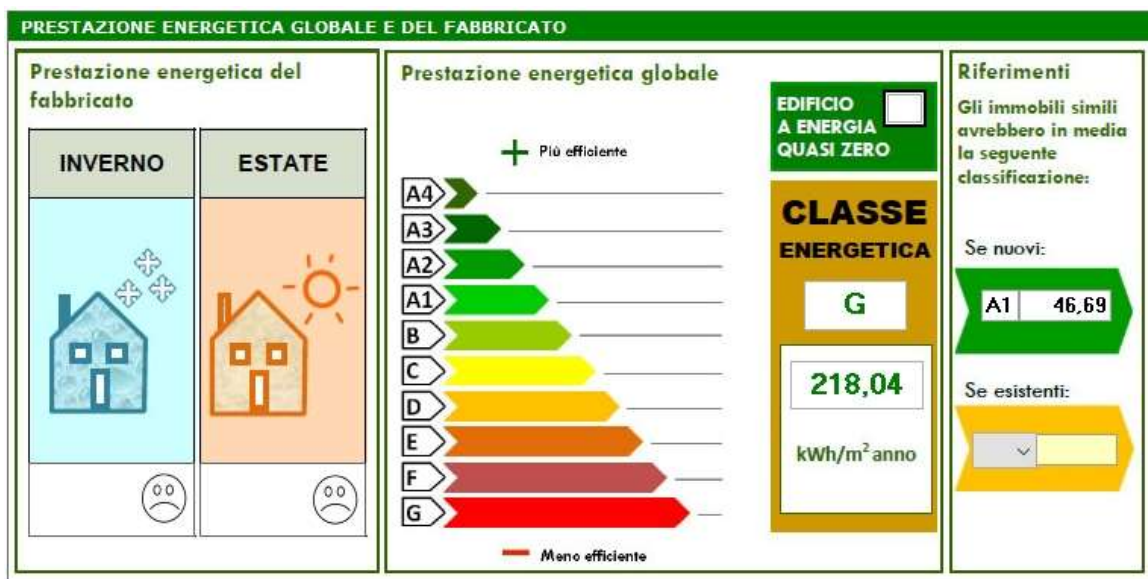


Figura 104: Prestazione energetica stato di fatto L'Aquila (AQ)

4 STRATEGIE DI INTERVENTO INTEGRATE

Sono state proposte tre soluzioni di intervento integrate che mirano ad incrementare sia le prestazioni strutturali che l'efficienza energetica dell'edificio in esame:

- INTERVENTO I: rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura;
- INTERVENTO II: rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura e rinforzo delle pareti del piano terra, del primo piano e del secondo piano mediante l'uso di pannelli in CLT;
- INTERVENTO III: rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura e rinforzo di tutte le pareti mediante l'uso di pannelli in CLT.

Le tecniche di rinforzo innovative utilizzate prevedono l'utilizzo di prodotti lignei e garantiscono un alto grado di reversibilità. I tre interventi sono stati ordinati in base al livello di invasività: il primo intervento, infatti, considera di agire solamente sui solai di interpiano e sulla copertura lignea, mentre nei due interventi successivi vengono rinforzate anche le pareti. Tutti gli interventi sono stati progettati prevedendo di agire solamente all'interno della struttura, al fine di preservare la facciata esterna dell'edificio. Per ogni intervento sono state effettuate le verifiche globali e locali dell'edificio, sono state calcolate le classi di rischio sismico ed energetico e sono stati stimati i costi e i tempi di lavorazione. I risultati ottenuti sono stati quindi paragonati con quelli relativi allo stato di fatto per valutare l'efficacia di ogni intervento.

4.1 Intervento di rinforzo dei solai (I livello)

La prima strategia di intervento considera il solo rinforzo dei solai in legno esistenti, senza consolidare in alcun modo gli elementi verticali in muratura. È noto come la presenza dei solai in un edificio di questo tipo sia fondamentale sia per il trasferimento dei carichi sismici agli elementi verticali resistenti a taglio sia per il corretto comportamento scatolare globale. I tradizionali solai in legno presenti nell'edilizia storica in muratura, come quelli presenti nell'edificio in esame e descritti in precedenza, sono caratterizzati da una scarsa rigidità nel piano e da una mancanza di connessioni efficaci con gli elementi murari, aumentando in questo modo la probabilità di collassi locali (come ampiamente dimostrato nel calcolo dei meccanismi di ribaltamento fuori piano nei capitoli precedenti).

Agire su questi elementi strutturali risulta dunque fondamentale per migliorare il comportamento sismico dell'opera. Storicamente sono state adottate diverse soluzioni di consolidamento dei solai con il fine di garantire il corretto comportamento a diaframma, aumentando la rigidità e la resistenza della struttura esistente. Tuttavia, queste tecniche risultavano invasive e irreversibili e perciò non conformi con i principi della riabilitazione strutturale. Un classico esempio di questo tipo consiste nel gettare una soletta collaborante in calcestruzzo armato, connesso meccanicamente agli elementi in legno e alle murature verticali, in modo da creare una sezione composita legno-calcestruzzo. Tuttavia una soluzione di questo tipo comporta svariati svantaggi quali l'aumento di peso proprio strutturale e la scarsa compatibilità con i materiali storici presenti nell'edificio (come riportato ad esempio in [31]).

Per questo, nel presente intervento, si è scelto di utilizzare delle tecniche di consolidamento dei solai a secco, basate sull'uso di elementi lignei, in modo da garantire quanto più possibile la conservazione dei materiali originari, la compatibilità con le parti esistenti dell'edificio e la reversibilità della soluzione.

4.1.1 Descrizione intervento

I solai di interpiano esistenti sono stati rinforzati mediante l'utilizzo di pannelli in CLT (*Cross Laminated Timber*). La scelta è ricaduta su questo materiale a base legno in quanto è di facile e veloce applicazione, grazie alla sua leggerezza, poiché è perfettamente compatibile con gli altri materiali presenti e, inoltre, costituisce un intervento di consolidamento completamente reversibile. I pannelli in CLT possiedono delle caratteristiche meccaniche elevate che permettono a questo intervento di risultare efficace sia nel piano che fuori di esso [32], presentano le seguenti principali prestazioni attese:

- aumento della capacità portante;
- aumento della resistenza di piano;
- incremento della rigidità fuori piano e nel piano;
- vincolo al ribaltamento fuori piano dei setti in muratura.

Dalla letteratura scientifica è noto come questa non sia l'unica possibilità di intervento a secco per il rinforzo dei solai che sfrutta elementi lignei. Sono stati infatti confrontate sperimentalmente la soluzione in esame con altre tecniche a base legno (come quelle che sfruttano l'utilizzo di pannelli OBS), notando con l'utilizzo dei pannelli in CLT degli aumenti di resistenza sensibilmente più elevati e degli aumenti di rigidità comparabili ai valori ottenuti per le altre soluzioni a secco [33].

Per far sì che l'applicazione del rinforzo risulti efficace, devono essere previsti adeguati ancoraggi meccanici sia nel piano del solaio (quali, ad esempio, viti perpendicolari al suo piano) che collegamenti tra il solaio e la muratura (quali elementi ad L).

Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pannelli in CLT utilizzati sono riportati nella Tabella 27:

Tabella 27: Caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello in CLT

Quantità	Valore
t_{CLT} [mm]	60
$t_{CLT,1}$ [mm]	40
$t_{CLT,2}$ [mm]	20
E_{CLT} [N/mm ²]	12000
$A_{CLT,1}$ [mm ²]	40000
$A_{CLT,2}$ [mm ²]	20000

Nel particolare caso in esame, si è scelto di utilizzare dei pannelli di CLT a tre strati, con spessore di 20 mm ciascuno. La scelta di uno spessore totale di rinforzo di 60 mm risulta il compromesso tra la volontà di fornire un adeguato livello di rinforzo al solaio esistente e la necessità di adottare uno spessore contenuto per non aumentare eccessivamente l'altezza del solaio ed il relativo peso proprio.

Come si può notare nella Figura 105, l'intervento di rinforzo prevede l'eliminazione sia degli strati non strutturali inferiori di finitura (identificati con il numero 5, 6 e 7 nella Figura 28) che di quelli posti al di sopra delle travi principali (identificati con il numero 1, 2 e 3 nella Figura 28). In questo modo il pannello di CLT può essere applicato direttamente a contatto con le travi in abete 22 x 22 cm del solaio esistente. Si noti che il pannello di rinforzo viene disposto con i due strati più esterni

allineati lungo la direzione principale delle travi (le cui proprietà vengono identificate con il pedice 1) e con quello interno nella direzione ortogonale (identificate invece con il pedice 2).

Il pacchetto del solaio viene terminato con la eventuale posa delle parti non strutturali (quali una guaina, un sottofondo alleggerito e un massetto di posa), necessari per l'eventuale passaggio di impianti. Nonostante i pannelli in CLT abbiano il vantaggio di poter essere utilizzati anche come superficie di finitura, si noti che l'ultimo strato di pavimentazione in legno esterno (ovvero lo strato 1 della Figura 28) può essere riutilizzato, disponendolo al di sopra dei pannelli di rinforzo, in modo da ricreare l'aspetto originario della pavimentazione interna.

1 - Finitura in legno, $sp = 2,5\text{ cm}$

2 - Massetto di posa, $sp = 3\text{ cm}$

3 - Sottofondo alleggerito, $sp = 6\text{ cm}$

4 - Guaina

5 - Pannello rinforzo CLT, $sp = 6\text{ cm}$

6 - Connettori

7 - Trave abete $22 \times 22\text{ cm}$, $i = 90\text{ cm}$

$i = \text{interasse}$

$sp = \text{spessore}$

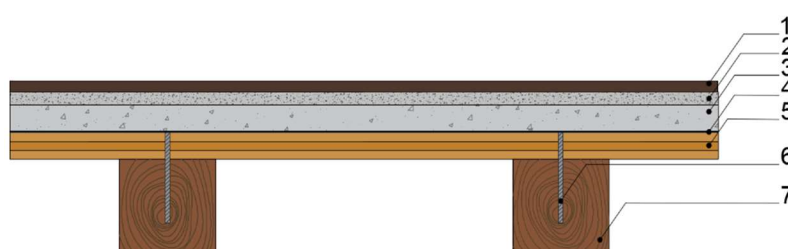


Figura 105: Stratigrafia del solaio di interpiano rinforzato

Anche la copertura necessita di un intervento di riabilitazione strutturale e di miglioramento delle prestazioni energetiche. La stratigrafia proposta in Figura 106 è stata ipotizzata basandosi sulle analisi appositamente effettuate su questa parte strutturale esistente da parte del Politecnico di Milano [34]. Per prima cosa, si è individuata la necessità di un intervento esteso all'insieme della copertura con lo scopo di effettuare un irrigimento, in direzione trasversale alle capriate, che allo stato di fatto si presenta debole (ovvero con un singolo traverso per falda). Per fare ciò, tra le varie soluzioni possibili, si è scelta quella più compatibile con le caratteristiche della struttura lignea, ovvero un irrigidimento fornito da due assiti incrociati, di 2,5 cm di spessore ciascuno. Sono state poi ipotizzate alcune successive operazioni di miglioramento delle giunzioni e la sostituzione di alcuni elementi lignei ammalorati. Per quanto riguarda il miglioramento energetico della copertura è stato previsto l'utilizzo di uno strato isolante, sormontato da un'intercapedine ventilata.

- 1 – Travi esistenti
 - 2 – Tavolato in abete, $sp=2,5$ cm
 - 3 – Tavolato in abete incrociato, $sp=2,5$ cm
 - 4 – Freno vapore
 - 5 – Isolante
 - 6 – Membrana traspirante
 - 7 – Intercapedine ventilata, $sp=6$ cm
 - 8 – Tavolato in abete, $sp=2,5$ cm
 - 9 – Membrana traspirante e riflettente
 - 10 – Tegole in cotto
- $sp = spessore$

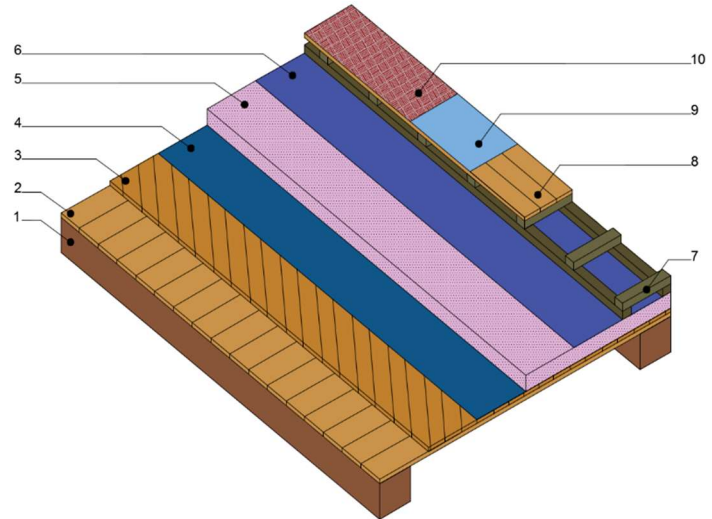


Figura 106: Stratigrafia della copertura dopo l'intervento

4.1.2 Modellazione strutturale intervento

Analogamente a quanto già fatto per lo stato di fatto, i solai lignei sono stati modellati in modo ortotropo utilizzando degli elementi di tipo *shell* caratterizzati da due diversi valori di rigidezza per tener conto dell'orientamento del solaio e del suo rinforzo (nell'ipotesi di collegamento efficace tra gli orizzontamenti e le pareti murarie). Di seguito, nella Tabella 28, si riportano i valori utilizzati all'interno del modello numerico, prima e dopo l'intervento di consolidamento mediante i pannelli in CLT, in modo da poterne effettuare un confronto diretto:

Tabella 28: Proprietà dei solai prima e dopo l'intervento di consolidamento

Quantità	Valore prima dell'intervento	Valore dopo l'intervento
EA_1 [kN]	564667	1044667
EA_2 [kN]	315000	555000
h_{eq} [mm]	500	500
$E_{1,eq}$ [N/mm ²]	1129	2089
$E_{2,eq}$ [N/mm ²]	630	1110
G [kN/m]	150	3000
G_{eq} [kN/m]	300	6000

Si noti che il modulo a taglio nel piano dei solai lignei è stato assunto, per il solaio rinforzato, pari a 3000 kN/m, sulla base dei valori ottenuti sperimentalmente (presenti in letteratura [23]) per solai consolidati mediante pannelli in CLT, di cui si ripota la specifica tabella in Figura 107 (evidenziando la colonna corrispondente al consolidamento in esame).

Table 10.7 Equivalent shear stiffness values $G_{d,0}$ [kN/m]*

	No retrofit	Type of retrofitted diaphragm (Figure 10.2)			
		(a)	(b)	(e)	(f)**
Single straight sheathing	150	3000	1800	3000	3000
Single straight sheathing (SQ joists) ***	400	3600	2400	4100	3800

* Given values can be considered as reference values.
** This retrofit strategy, that is mainly intended for improving diaphragm out-of-plane performance, requires squat joists (SQ) in order to be effective.

Figura 107: Tabella per la determinazione del modulo a taglio dei solai rinforzati [19]

Si noti che, come già eseguito per lo stato di fatto, le analisi globali, di seguito riportate, vengono realizzate con l'ausilio dei software SAP2000 e 3MURI.

4.1.3 Analisi strutturale

Le analisi statiche non lineari (pushover) sono state condotte seguendo le indicazioni fornite dalle NTC 2018 [20]. I carichi verticali sono stati assegnati utilizzando la combinazione sismica, mentre le forze orizzontali sono state assegnate considerando due differenti distribuzioni: una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare (Gruppo 1, G1) e una distribuzione di forze secondaria, proporzionale alle masse dei vari piani, desunta da un andamento uniforme di accelerazione lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2, G2). I carichi sono stati applicati in entrambe le direzioni, considerando sia i versi positivi (X+ oppure Y+) che quelli negativi (X- oppure Y-). Sono state analizzate le 8 combinazioni di carico con eccentricità nulla (E0) e le 16 combinazioni che considerano l'effetto dell'eccentricità accidentale positiva e negativa (E+ oppure E-), per un totale di 24 combinazioni.

Come punto di controllo, analogamente a quanto fatto per lo stato di fatto, è stato scelto lo spostamento del solaio del terzo piano. La capacità di spostamento è stata valutata considerando il minimo valore di spostamento tra quello corrispondente ad un taglio residuo alla base pari all'80% del massimo e quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC di tutti i maschi murari appartenenti allo stesso livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

4.1.3.1 Modello a telaio equivalente (SAP2000)

Utilizzando il modello a telaio equivalente, realizzato con il software SAP2000, sono state effettuate 24 analisi considerando le differenti combinazioni di carico. Per brevità, si sceglie di riportare nel dettaglio i risultati relativi alla combinazione sismica G1, X+, E0 (combinazione di forze sismiche

appartenenti al Gruppo 1, applicate in direzione X con verso positivo e eccentricità accidentale nulla), analogamente a quanto fatto per lo stato di fatto. Per le altre combinazioni si può fare riferimento al capitolo 4.1.3.3 dove sono presentate tutte le curve di capacità relative all'intervento I ottenute con i due modelli.

Sono riportate in Figura 108, Figura 109 e Figura 110 rispettivamente la deformata dell'edificio, la curva di capacità e la deformata di piano relative alla combinazione G1, X+, E0. Confrontando questi risultati con quelli ottenuti analizzando lo stato di fatto (presentati nel capitolo 2.3.1) si può notare il miglioramento del comportamento dell'edificio dovuto all'applicazione del rinforzo.

L'aumento di rigidezza dei solai lignei permette di ridistribuire le azioni taglianti, agenti su ogni maschio murario, a livello di piano. Ne conseguono un aumento in termini di capacità laterale della struttura e un incremento di capacità di spostamento. Si può notare, inoltre, come la deformata di piano risulti caratterizzata solamente da movimenti rigidi (traslazioni e rotazioni) e, a differenza di quanto accadeva nello stato di fatto, non vi siano delle deformazioni concentrate in corrispondenza di alcuna parete.

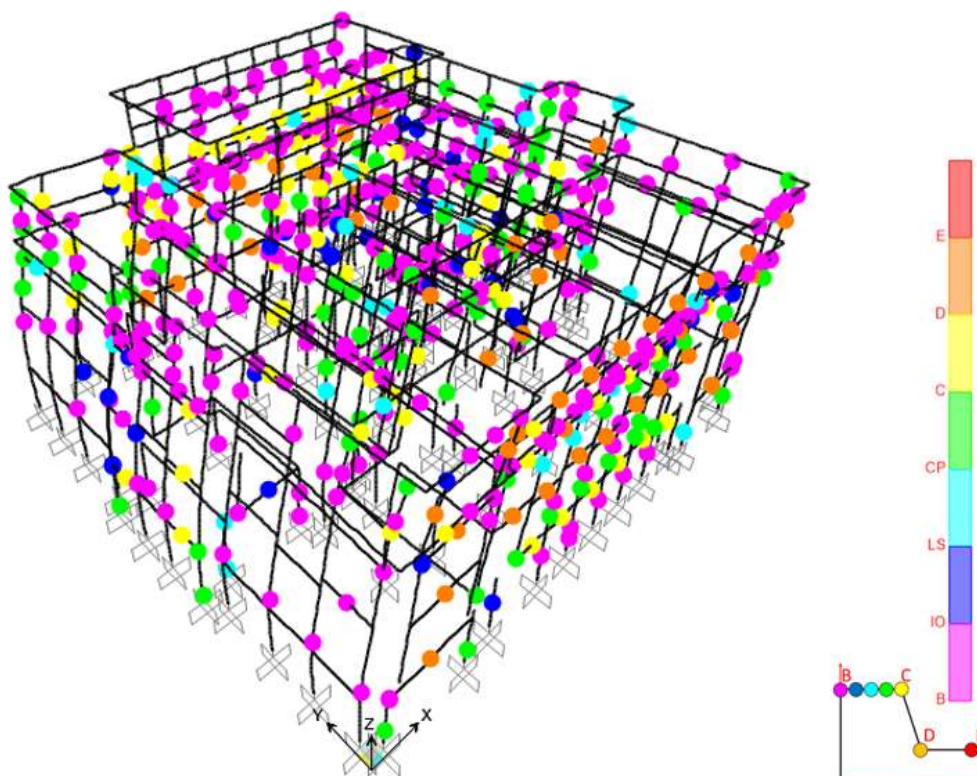


Figura 108: Deformata modello SAP2000 (configurazione G1, X+, E0)

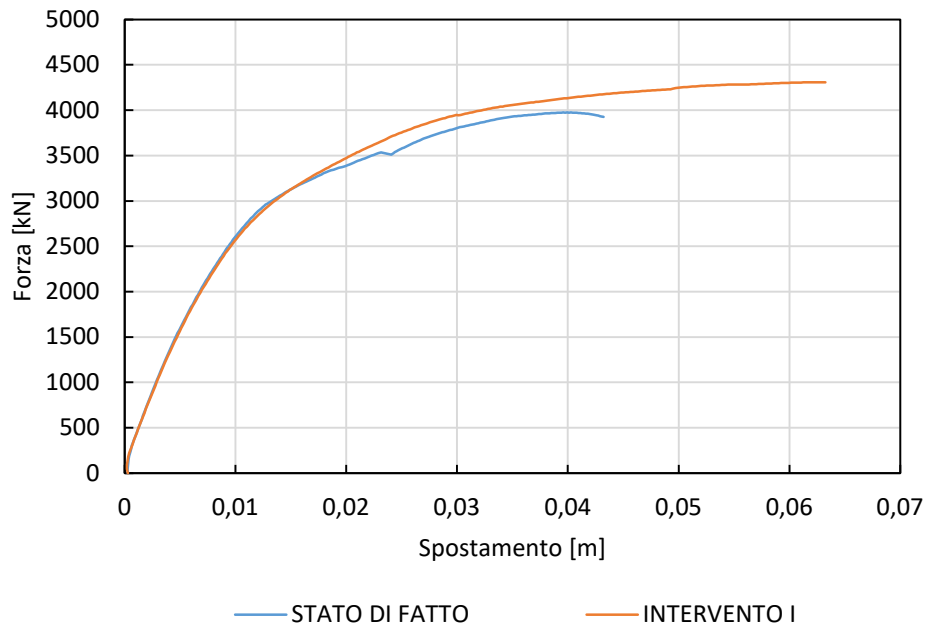
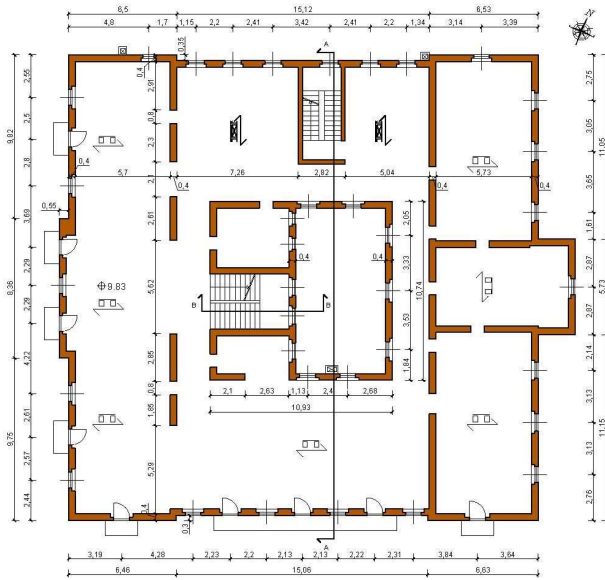
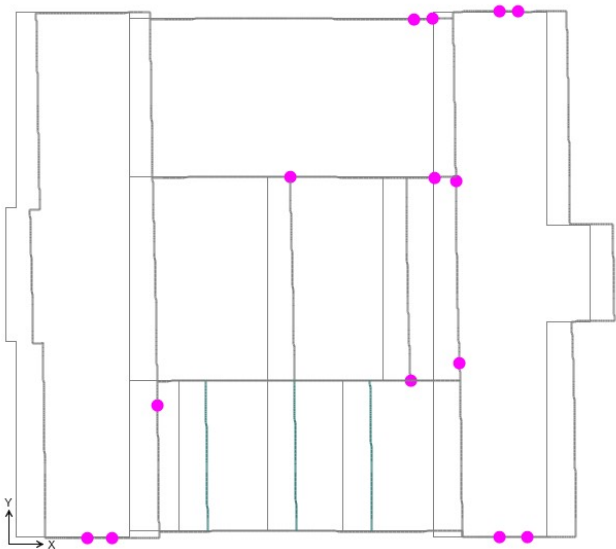


Figura 109: Curve pushover dello stato di fatto e dell'edificio rinforzato (I intervento), ottenute con il modello SAP2000, configurazione G1, X+, E0

PIANTA PIANO TERZO



a) Pianta terzo piano



b) Deformata struttura

Figura 110: Deformata modello SAP2000 (I intervento, configurazione G1, X+, E0)

4.1.3.2 Modello 3MURI

Utilizzando il software 3MURI sono state effettuate 24 analisi andando a considerare le differenti combinazioni di carico, in modo analogo a quanto fatto in precedenza. Anche in questo caso si sceglie di riportare nel dettaglio solamente i risultati relativi alla combinazione sismica G1, X+, E0 (combinazione di forze sismiche appartenenti al Gruppo 1, applicate in direzione X con verso positivo e eccentricità accidentale nulla). Per le altre combinazioni si può fare riferimento al capitolo 4.1.3.3 dove sono presentate tutte le curve di capacità ottenute con i due modelli.

Sono riportate in Figura 111, Figura 112 e Figura 113 rispettivamente la deformata dell'edificio, la curva di capacità e la deformata di piano. Restano valide le considerazioni fatte nel capitolo precedente relative al comportamento dell'edificio rinforzato soggetto alla combinazione di carico G1, X+, E0. Si può notare che la risposta dei due modelli risulta essere compatibile in termini di rigidità iniziale e di capacità laterale e di spostamento. I risultati ottenuti permettono di validare ulteriormente entrambi i modelli.

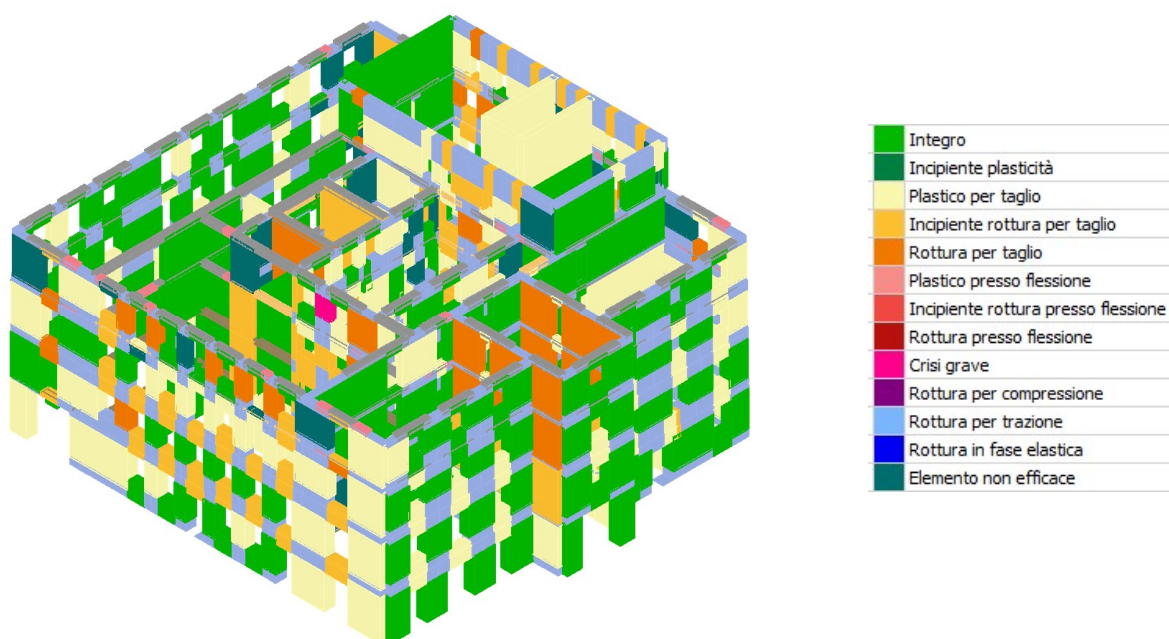


Figura 111: Deformata modello 3MURI (configurazione G1, X+, E0)

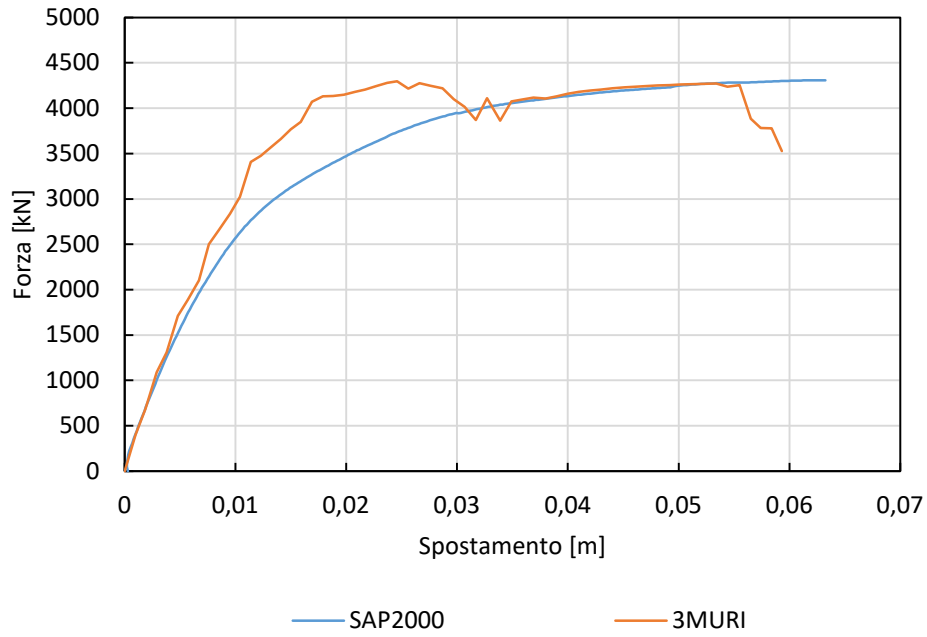
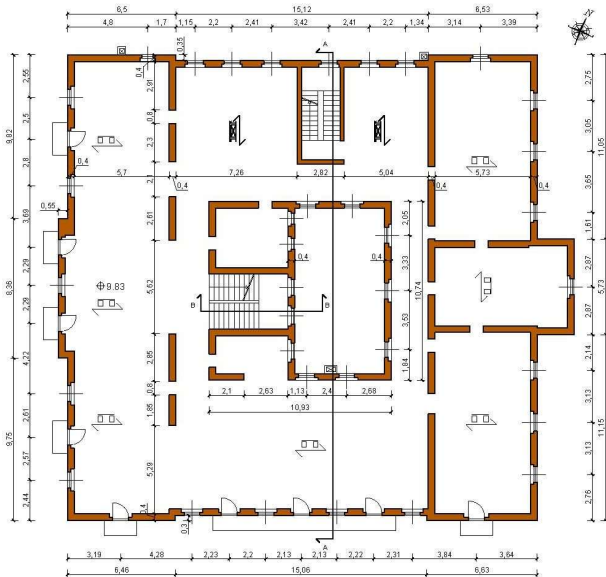
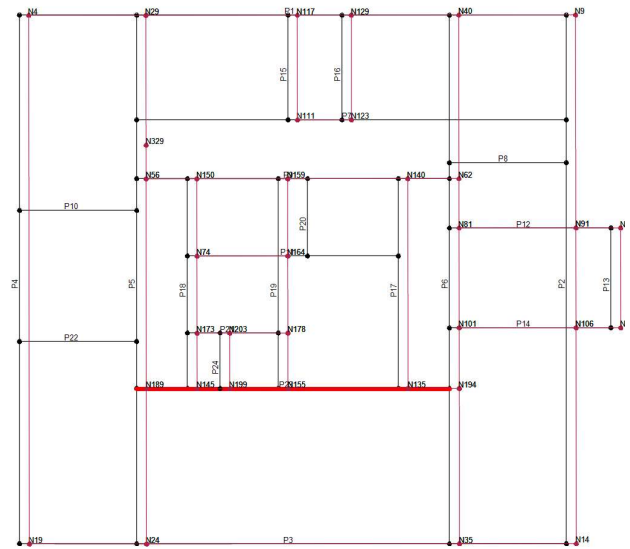


Figura 112: Confronto delle curve pushover dell'edificio rinforzato (I intervento), configurazione G1, X+, E0, ottenute con i due differenti modelli

PIANTA PIANO TERZO



c) Parete danneggiata (pianta terzo piano)



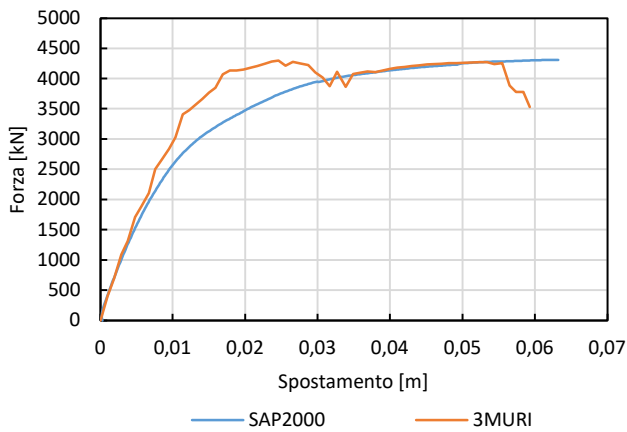
d) Deformata struttura

Figura 113: Deformata modello 3MURI (I intervento, configurazione G1, X+, E0)

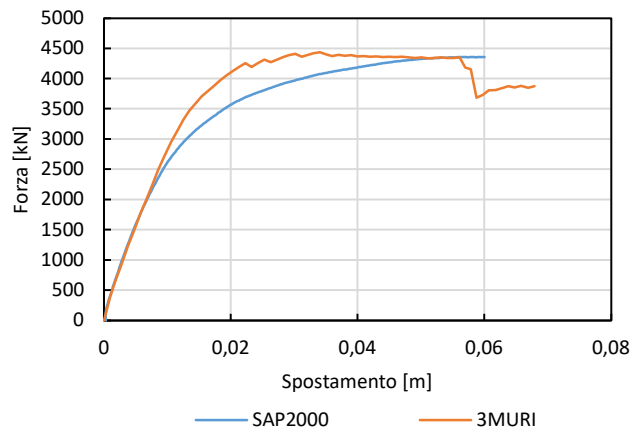
4.1.3.3 Confronto modelli

Si riportano i grafici delle curve pushover ottenuti con i due modelli numerici, relativi a tutte le combinazioni sismiche analizzate. Si può notare che la risposta fornita dai due modelli risulta essere compatibile in termini di rigidezza iniziale, di resistenza e di capacità di deformazione. I risultati ottenuti permettono di validare ulteriormente entrambi i modelli.

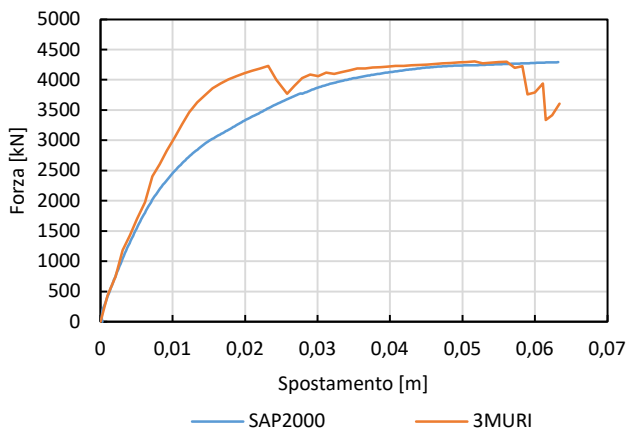
La capacità di spostamento della struttura risulta essere compresa tra 40 mm e 80 mm. I valori variano da 4000 kN a 6000 kN in termini di resistenza laterale. Come atteso, la resistenza risulta essere maggiore nel caso di combinazione di tipo “Gruppo 1” (G1) (distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare) rispetto alla combinazione di tipo “Gruppo 2” (distribuzione ottenuta applicando una accelerazione uniforme lungo l’altezza dell’edificio). La risposta dell’edificio risulta essere simile nelle due direzioni, con un comportamento leggermente più resistente in direzione Y rispetto alla direzione X. Per altre considerazioni relative all’efficacia dell’intervento di rinforzo si può fare riferimento al capitolo 5.1 dove è presentato il confronto tra tutte le curve di capacità dello stato di fatto e dei tre livelli di intervento.



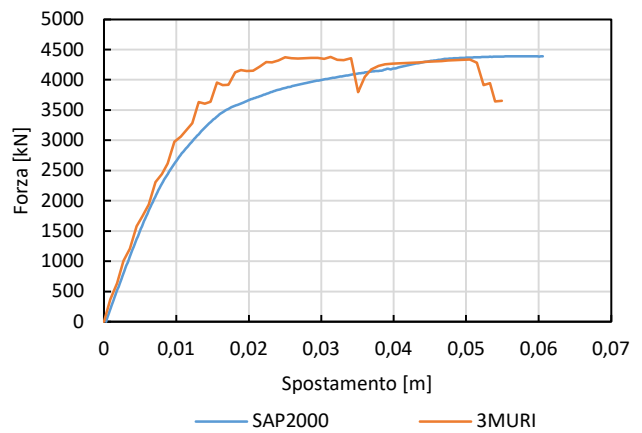
a) *Distribuzione G1, X+, E0*



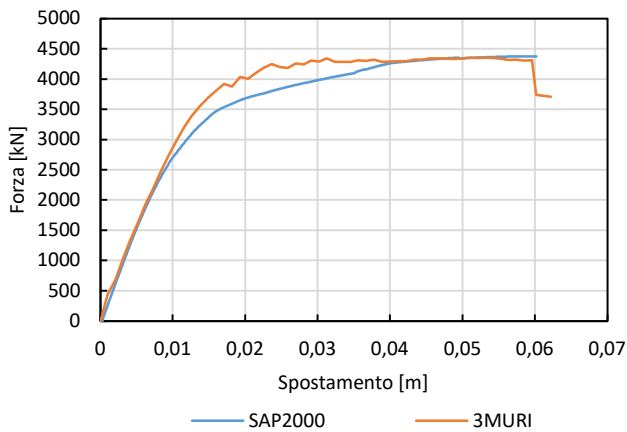
b) *Distribuzione G1, X+, E+*



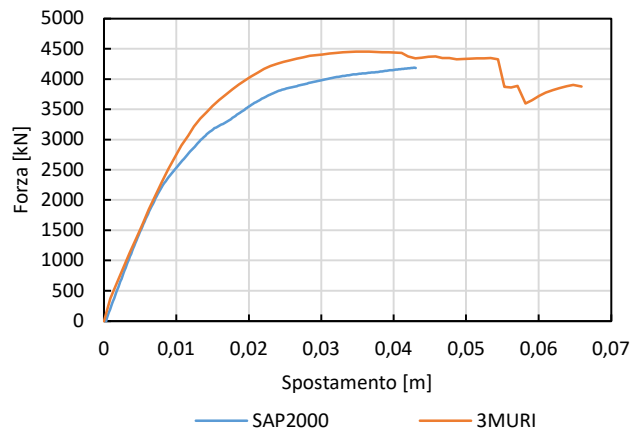
c) *Distribuzione G1, X+, E-*



d) *Distribuzione G1, X-, E0*

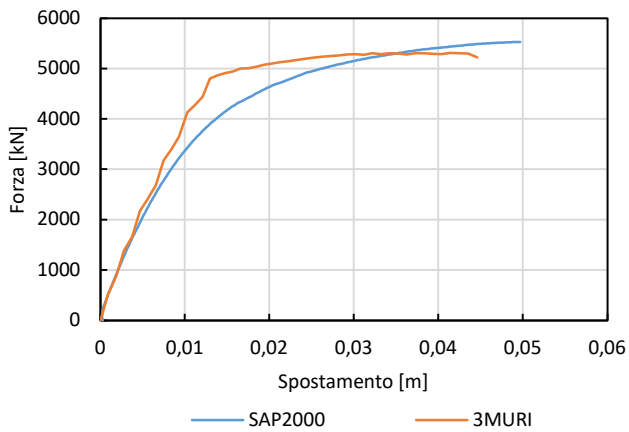


e) *Distribuzione G1, X-, E+*

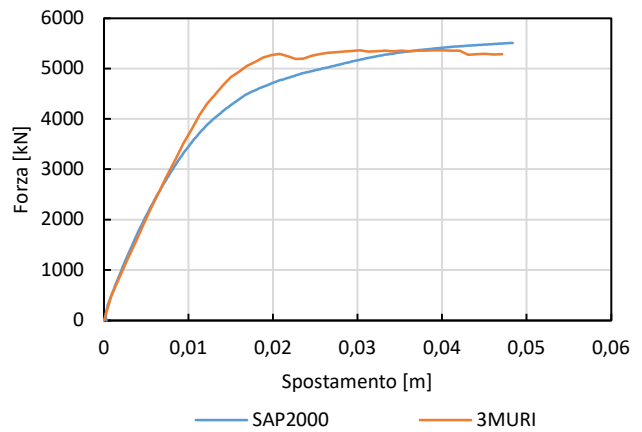


f) *Distribuzione G1, X-, E-*

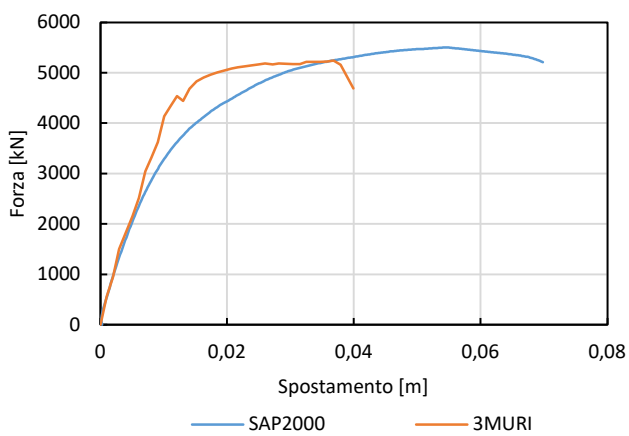
Figura 114: Confronto delle curve pushover dell'edificio con i solai rinforzati ottenute con i due differenti modelli



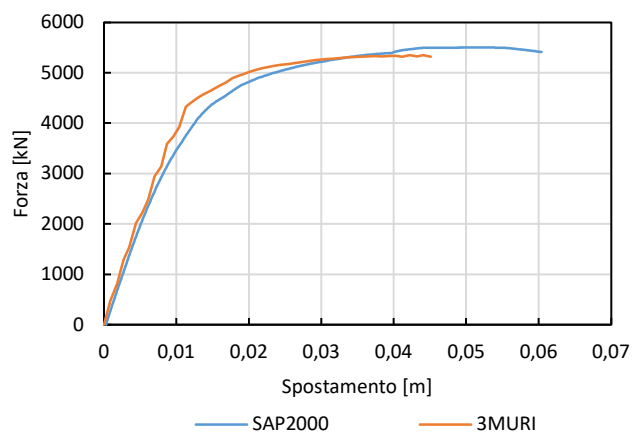
a) *Distribuzione G2, X+, E0*



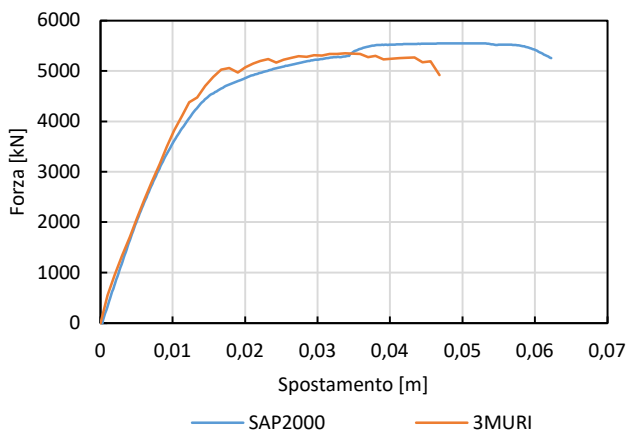
b) *Distribuzione G2, X+, E+*



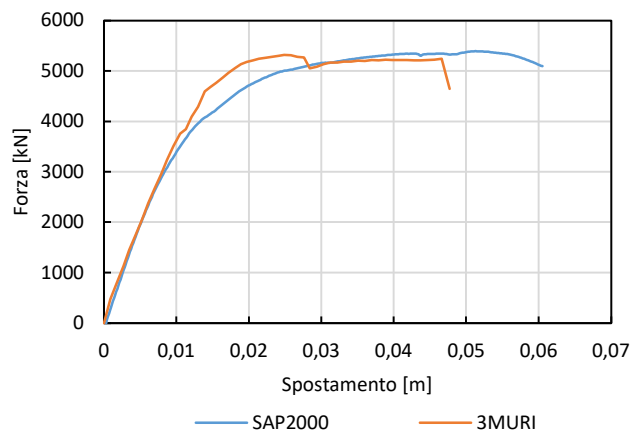
c) *Distribuzione G2, X+, E-*



d) *Distribuzione G2, X-, E0*

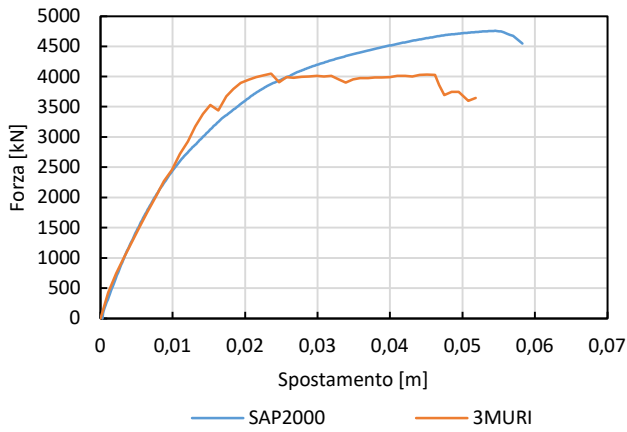


e) *Distribuzione G2, X-, E+*

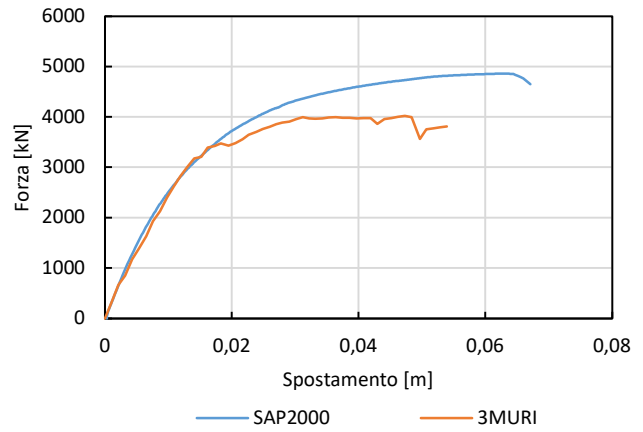


f) *Distribuzione G2, X-, E-*

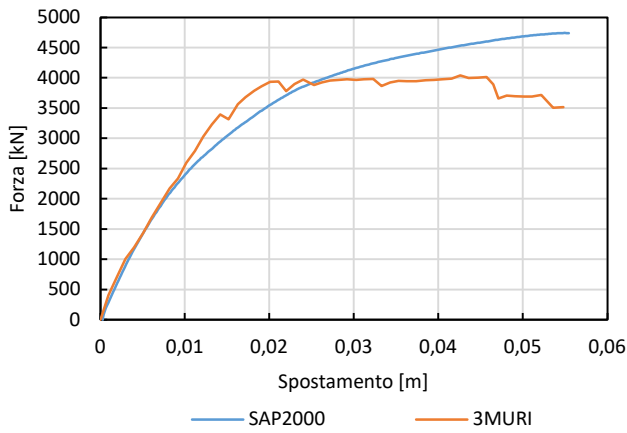
Figura 115: Confronto delle curve pushover dell'edificio con i solai rinforzati ottenute con i due differenti modelli



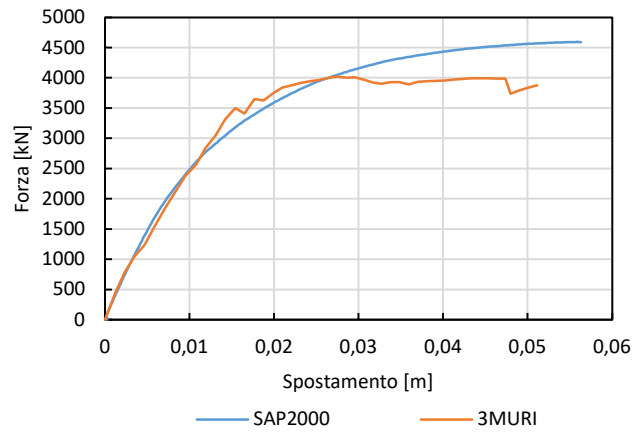
a) *Distribuzione GI, Y+, E0*



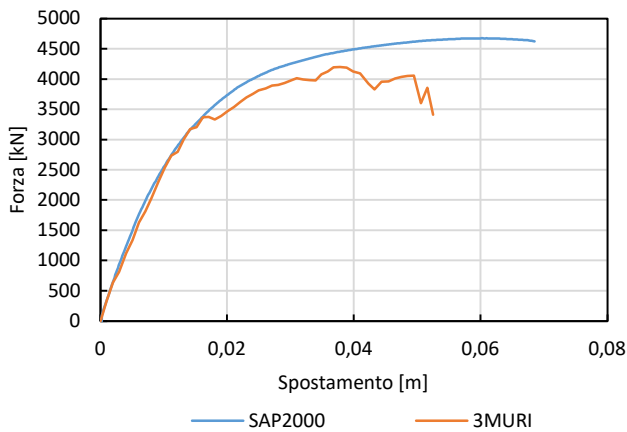
b) *Distribuzione GI, Y+, E+*



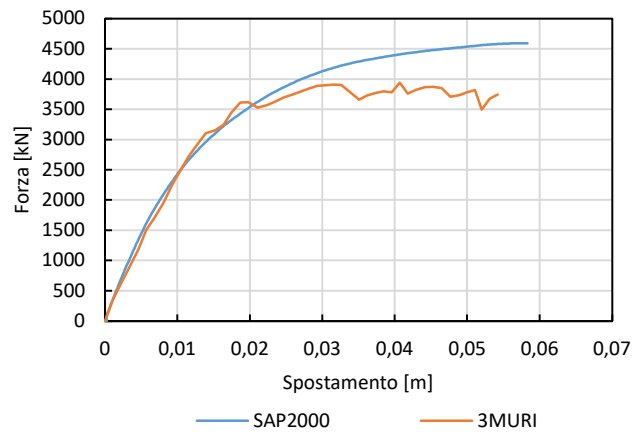
c) *Distribuzione GI, Y+, E-*



d) *Distribuzione GI, Y-, E0*

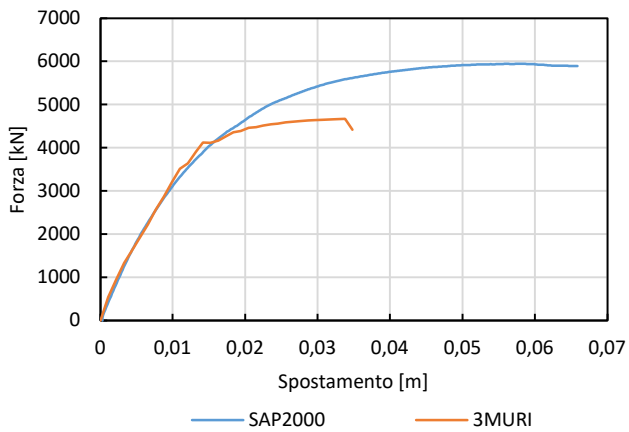


e) *Distribuzione GI, Y-, E+*

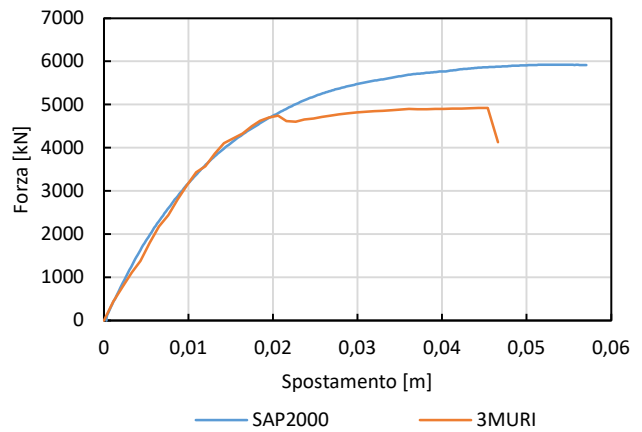


f) *Distribuzione GI, Y-, E-*

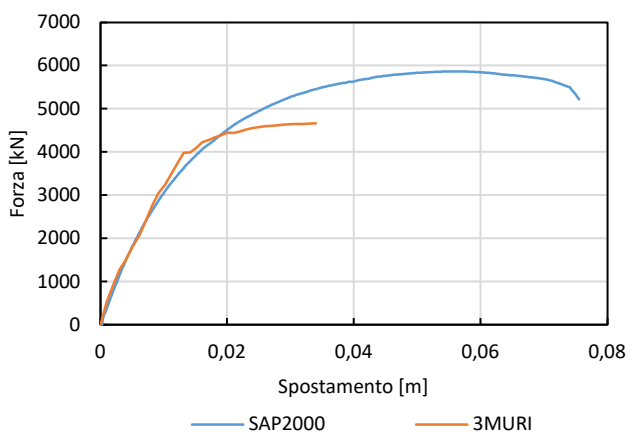
Figura 116: Confronto delle curve pushover dell'edificio con i solai rinforzati ottenute con i due differenti modelli



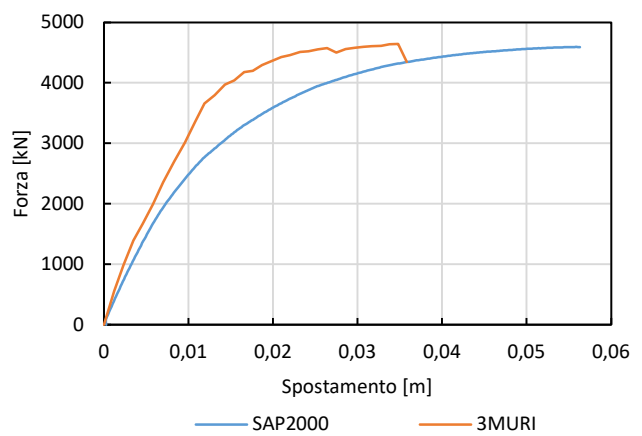
a) *Distribuzione G2, Y+, E0*



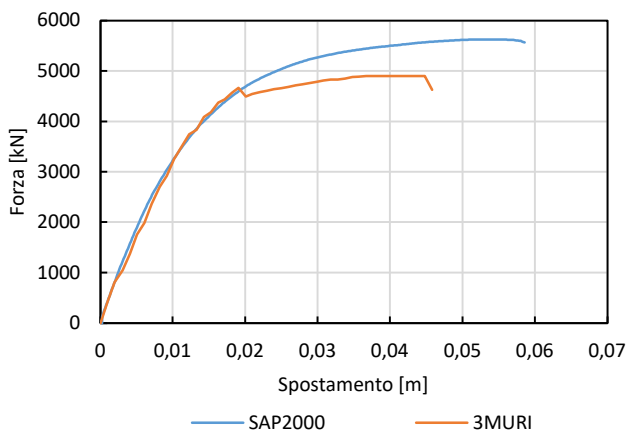
b) *Distribuzione G2, Y+, E+*



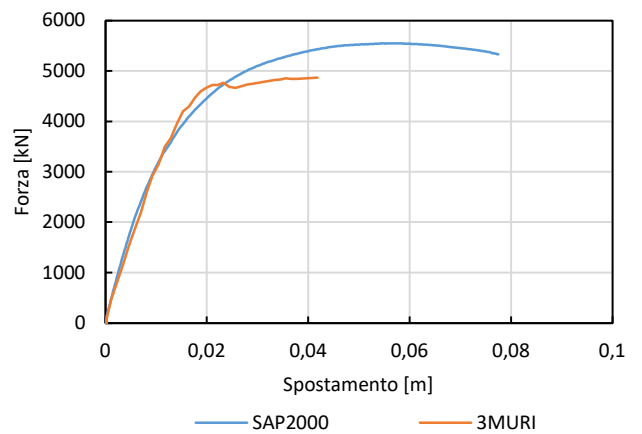
c) *Distribuzione G2, Y+, E-*



d) *Distribuzione G2, Y-, E0*



e) *Distribuzione G2, Y-, E+*



f) *Distribuzione G2, Y-, E-*

Figura 117: Confronto delle curve pushover dell'edificio con i solai rinforzati ottenute con i due differenti modelli

4.1.4 Verifica globale

La verifica dell'edificio in condizioni rinforzate è stata svolta facendo riferimento a quanto previsto dalle NTC 2018 [20]. Le curve di capacità ottenute dalle analisi precedenti (sistema a più gradi di libertà MDOF) sono state ricondotte a delle curve ad un solo grado di libertà (SDOF). Successivamente, utilizzando il Metodo A [20], basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di ugual spostamenti o uguale energia, tali curve sono state bilinearizzate e riportate nel piano ADRS assieme allo spettro di domanda. Le verifiche sono state condotte confrontando la capacità e la domanda di spostamento.

Come indicato in precedenza, vista la bassa sismicità del sito (Stenico (TN)), le azioni sismiche sulla struttura non risultano essere molto elevate. Poiché queste analisi sono svolte a scopo di ricerca si sceglie di ipotizzare anche il caso in cui l'edificio si trovi in un'altra zona, a sismicità più elevata, in modo da analizzare una situazione più sfavorevole. È stato quindi studiato anche il comportamento dell'edificio utilizzando lo spettro ottenuto per il comune di L'Aquila (AQ). In seguito sono riportate le verifiche sia nell'ipotesi che l'edificio sia localizzato nel comune di Stenico (TN) sia che sia localizzato nel comune di L'Aquila (AQ).

Per le verifiche sono state utilizzate le curve di risposta globale ottenute con il modello realizzato con il software SAP2000. Come già dimostrato, le risposte dei due modelli risultano compatibili. Per la modellazione dell'edificio rinforzato (INTERVENTO II e III) è stato utilizzato solamente il modello SAP2000, quindi si è scelto di fare riferimento alle curve ottenute con questo modello, mentre i risultati ottenuti con il software 3MURI vengono utilizzati per validare entrambi i modelli.

La verifica relativa alla combinazione sismica G1, X+, E0 è stata riportata nel dettaglio, mentre i risultati delle altre combinazioni sono stati presentati in forma tabellare. Le curve di risposta globale del sistema a multigradi di libertà (MDOF) sono state ricondotte a delle curve equivalenti ad un singolo grado di libertà e successivamente sono state bilinearizzate. In Figura 118 si può vedere come è stata ottenuta la bilineare equivalente per la combinazione G1, X+, E0.

Le curve di risposta bilinearizzate sono state riportate nel piano ADRS unitamente allo spettro di domanda. Le verifiche sono state condotte confrontando la capacità e la domanda di spostamento per ogni stato limite come segue:

- per lo stato limite di collasso (SLC) sono state utilizzate le curve bilinearizzate ottenute in precedenza e lo spettro di risposta con tempo di ritorno di 975 anni;

- per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), invece, lo spostamento delle bilineari precedentemente definite (SLC) è stato ridotto del 25%, mentre il tempo di ritorno utilizzato per determinare lo spettro è di 475 anni;
- per lo stato limite di danno (SLD) è stato utilizzato lo spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, comunque maggiore allo spostamento per cui si raggiunge i $\frac{3}{4}$ del taglio alla base massimo. Lo spettro è stato scelto considerando un tempo di ritorno di 50 anni;
- la verifica allo stato limite di operatività, invece, è stata svolta utilizzando uno spostamento corrispondente a $\frac{2}{3}$ di quello SLD e considerando un tempo di ritorno di 30 anni.

In Figura 119 e Figura 120 sono riportati grafici relativi alle verifiche della combinazione G1, X+, E0 nelle due ipotesi di localizzazione dell'edificio (Stenico (TN) oppure L'Aquila (AQ)). In Tabella 29 e Tabella 30 sono riportati i risultati di tutte le combinazioni analizzate.

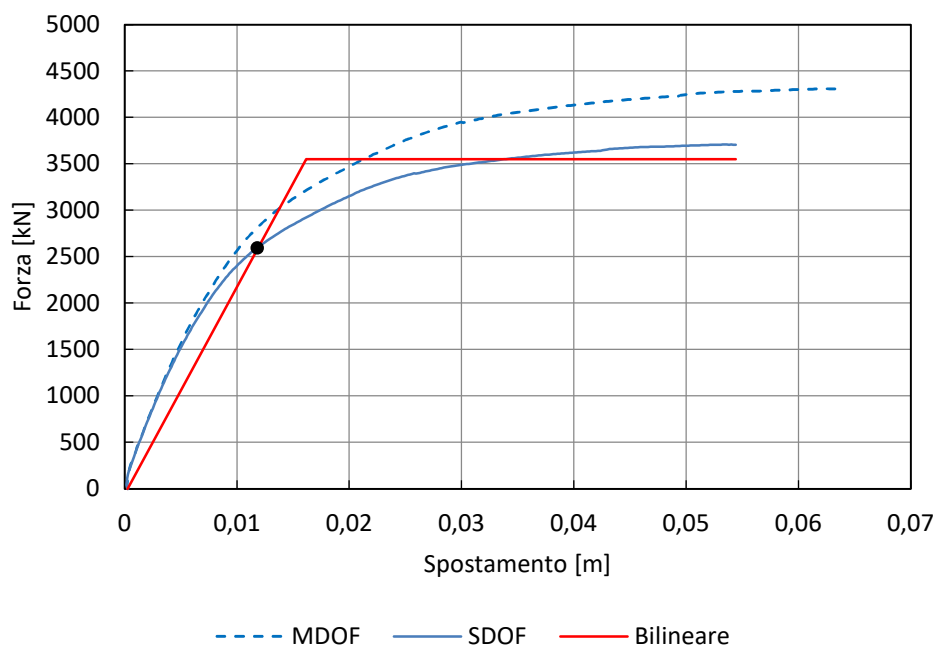
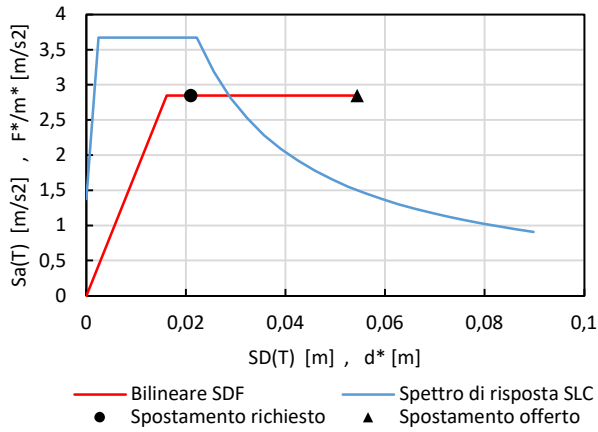
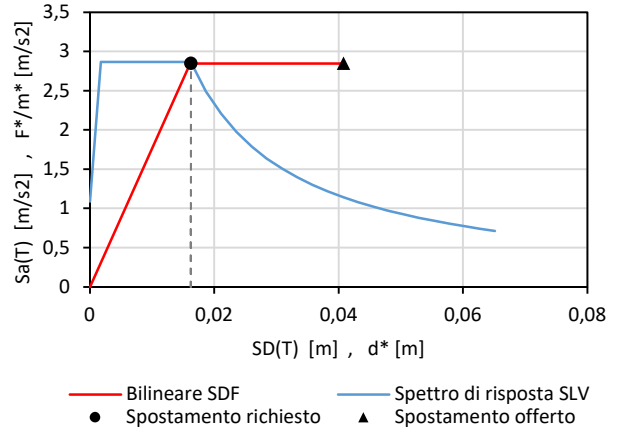


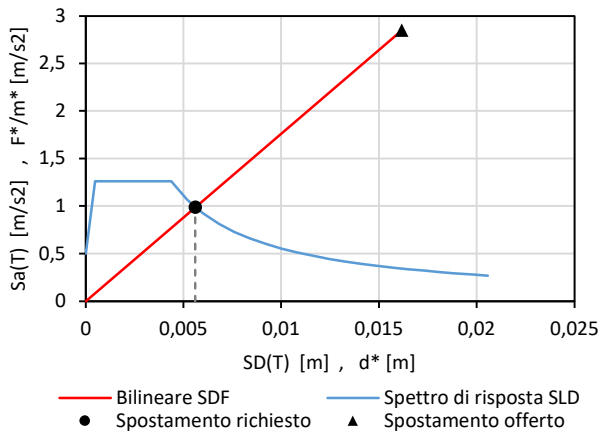
Figura 118: Curve pushover MDF, SDF e bilineare equivalente dell'edificio rinforzato (I intervento), configurazione G1, X+, E0



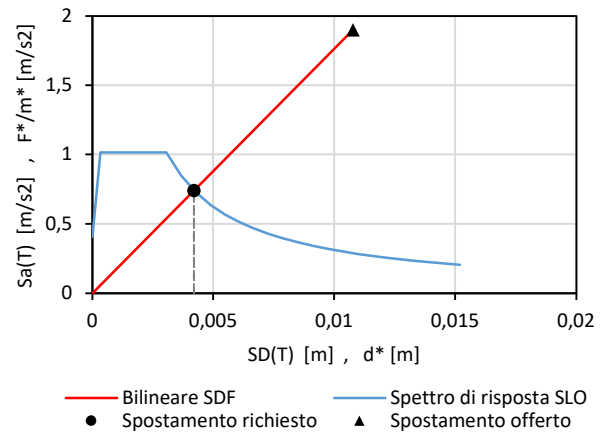
a) Verifica SLC



b) Verifica SLV

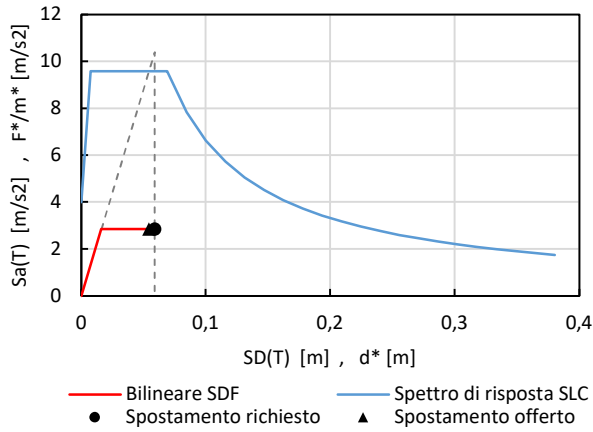


c) Verifica SLD

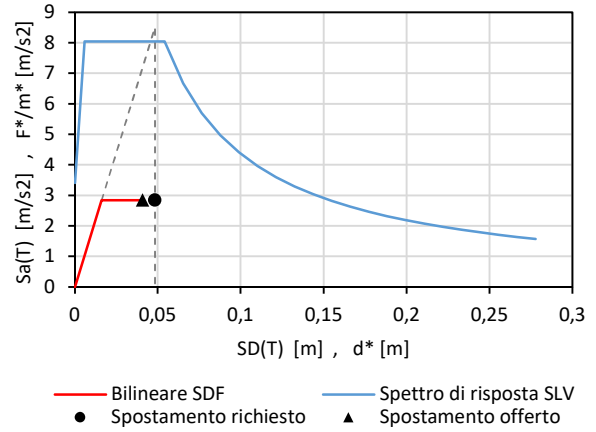


d) Verifica SLO

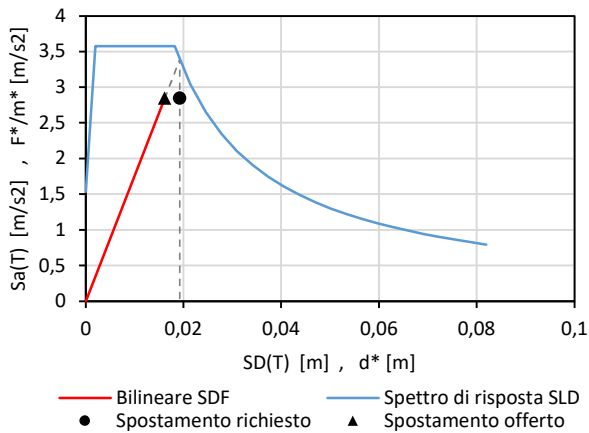
Figura 119: Grafici relativi alle verifiche dell'edificio rinforzato (I intervento) per ogni stato limite, configurazione G1, X+, E0, Stenico (TN)



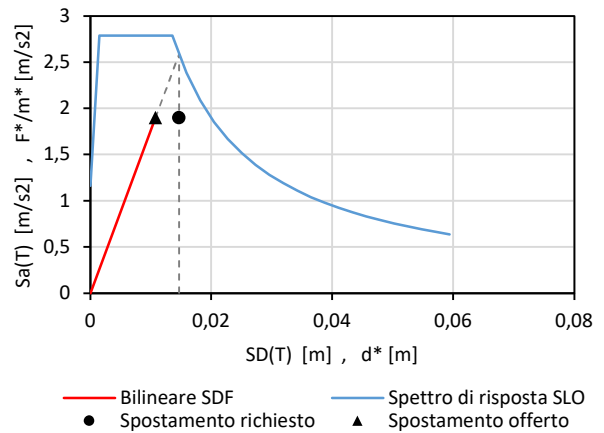
a) Verifica SLC



b) Verifica SLV



c) Verifica SLD



d) Verifica SLO

Figura 120: Grafici relativi alle verifiche dell'edificio rinforzato (I intervento) per ogni stato limite, configurazione G1, X+, E0, L'Aquila (AQ)

Tabella 29: Verifiche edificio rinforzato (I intervento) Stenico (TN)

Analisi	d*max/d*u				Verifica			
	SLC	SLV	SLD	SLO	SLC	SLV	SLD	SLO
G1_X+_E0	0,386	0,398	0,347	0,390	SI	SI	SI	SI
G1_X+_E+	0,396	0,408	0,349	0,393	SI	SI	SI	SI
G1_X+_E-	0,417	0,420	0,327	0,368	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E0	0,374	0,383	0,359	0,404	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E+	0,366	0,373	0,366	0,412	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E-	0,551	0,566	0,365	0,411	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E0	0,355	0,369	0,319	0,359	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E+	0,346	0,358	0,330	0,371	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E-	0,273	0,284	0,305	0,343	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E0	0,270	0,281	0,329	0,371	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E+	0,251	0,261	0,334	0,376	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E-	0,278	0,287	0,333	0,374	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E0	0,603	0,607	0,392	0,441	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E+	0,513	0,517	0,389	0,438	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E-	0,647	0,651	0,385	0,433	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E0	0,610	0,614	0,413	0,465	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E+	0,488	0,492	0,415	0,467	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E-	0,600	0,604	0,406	0,456	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E0	0,461	0,464	0,358	0,403	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E+	0,522	0,526	0,367	0,413	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E-	0,412	0,414	0,356	0,400	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E0	0,610	0,614	0,413	0,465	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E+	0,496	0,500	0,397	0,447	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E-	0,391	0,394	0,384	0,432	SI	SI	SI	SI

Tabella 30: Verifiche edificio rinforzato (I intervento) L'Aquila (AQ)

Analisi	d*max/d*u				Verifica			
	SLC	SLV	SLD	SLO	SLC	SLV	SLD	SLO
G1_X+_E0	1,084	1,183	1,190	1,362	NO	NO	NO	NO
G1_X+_E+	1,122	1,224	1,197	1,370	NO	NO	NO	NO
G1_X+_E-	1,163	1,271	1,123	1,286	NO	NO	NO	NO
G1_X-_E0	1,072	1,168	1,231	1,409	NO	NO	NO	NO
G1_X-_E+	1,056	1,150	1,250	1,437	NO	NO	NO	NO
G1_X-_E-	1,558	1,702	1,253	1,435	NO	NO	NO	NO
G2_X+_E0	1,110	1,193	0,984	1,151	NO	NO	SI	NO
G2_X+_E+	1,100	1,180	0,991	1,158	NO	NO	SI	NO
G2_X+_E-	0,832	0,897	0,979	1,145	SI	SI	SI	NO
G2_X-_E0	0,867	0,929	0,978	1,144	SI	SI	SI	NO
G2_X-_E+	0,818	0,876	0,972	1,137	SI	SI	SI	NO
G2_X-_E-	0,882	0,946	1,000	1,170	SI	SI	NO	NO
G1_Y+_E0	1,716	1,857	1,343	1,538	NO	NO	NO	NO
G1_Y+_E+	1,462	1,582	1,335	1,528	NO	NO	NO	NO
G1_Y+_E-	1,843	1,994	1,319	1,510	NO	NO	NO	NO
G1_Y-_E0	1,738	1,881	1,417	1,622	NO	NO	NO	NO
G1_Y-_E+	1,391	1,506	1,423	1,629	NO	NO	NO	NO
G1_Y-_E-	1,709	1,849	1,391	1,592	NO	NO	NO	NO
G2_Y+_E0	1,309	1,421	1,230	1,407	NO	NO	NO	NO
G2_Y+_E+	1,475	1,610	1,261	1,443	NO	NO	NO	NO
G2_Y+_E-	1,172	1,269	1,220	1,397	NO	NO	NO	NO
G2_Y-_E0	1,738	1,881	1,417	1,622	NO	NO	NO	NO
G2_Y-_E+	1,390	1,522	1,362	1,559	NO	NO	NO	NO
G2_Y-_E-	1,111	1,206	1,316	1,506	NO	NO	NO	NO

Dalle tabelle si può notare come, nel primo caso, utilizzando lo spettro previsto per il comune di Stenico (TN) tutte le analisi vengono verificate. Utilizzando lo spettro di L'Aquila (AQ), invece, la maggior parte delle analisi risulta ancora non verificata. L'intervento di rinforzo permette di migliorare notevolmente il comportamento della struttura, espresso in termini di rapporto tra spostamento richiesto e offerto. Confrontando i risultati dell'intervento con quelli ottenuti per lo stato di fatto si può notare un netto miglioramento.

4.1.5 Verifiche locali

Dopo aver effettuato il rinforzo dei solai mediante la tecnica descritta, l'aumentata rigidezza di piano dei solai, così come un efficace collegamento con le pareti verticali, permette di scongiurare l'attivazione dei meccanismi di ribaltamento semplice precedentemente descritti. Tuttavia si possono presentare altre tipologie di meccanismi di primo modo caratterizzati da moltiplicatori di collasso molto bassi, nuovamente segno di una certa vulnerabilità sismica.

Si riportano di seguito le verifiche di un nuovo meccanismo di primo modo, calcolato ipotizzando un meccanismo di flessione verticale in quota. I calcoli sono stati eseguiti in accordo con il D.M. 17 gennaio 2018 [20] e Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. [14]. Anche in questo caso le verifiche sono state eseguite facendo riferimento a due differenti categorie di pericolosità sismica, ovvero ipotizzando che l'edificio si trovi o nel comune di Stenico (TN) oppure nel comune di L'Aquila (AQ). Analogamente a quanto fatto in precedenza, i calcoli sono stati riportati in maniera completa per la prima categoria (comune di Stenico (TN)) e in forma riassuntiva per la seconda (comune di L'Aquila (AQ)).

Il meccanismo analizzato ipotizza la flessione verticale di una porzione della parete esterna, corrispondente ad uno dei maschi murari posti all'ultimo livello dell'edificio appartenente al prospetto sud (Figura 121). Si tratta dunque di un meccanismo in quota. Grazie all'operazione di rinforzo dei solai, i vincoli tra solai e pareti esterne sono stati considerati questa volta efficaci.

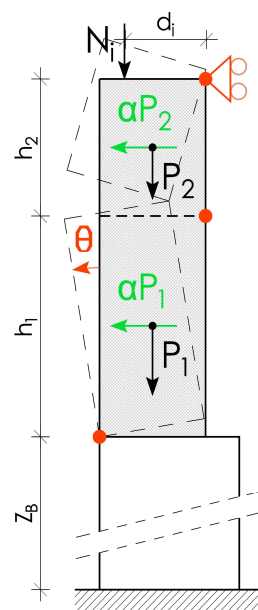


Figura 121: Meccanismo analizzato, flessione verticale in quota

Il maschio murario in esame, appartenente al piano dell'edificio realizzato totalmente in mattoni, presenta un'altezza di 3,04 m, una larghezza di 2,20 m e uno spessore 0,40 m.

L'analisi dei carichi è stata effettuata utilizzando la combinazione sismica. Analogamente a quanto fatto in precedenza, le azioni applicate al cinematiso sono state distinte in:

- forze peso direttamente applicate alla parete da verificare P_i ;
- forze peso non gravanti direttamente sulla parete da verificare ma le cui masse generano su di esso forze sismiche orizzontali (in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti della struttura), Q_i ;
- forze orizzontali esterne applicate alla parete da verificare (es: spinta di volte o archi, forze attrittive, archi di contrasto o tiranti), F_i .

Si noti che, anche per questo meccanismo, è stato considerato nullo il lavoro di eventuali forze interne L_i .

Nella Tabella 31 sono riportate le forze utilizzate e le relative posizioni. Si può notare che tutte le forze presenti in questo meccanismo sono forze peso direttamente applicate alla parete da verificare, suddivise in forze P_i , le forze peso appartenenti alla parete analizzata, e N_i , le forze peso dei solai e del cordolo superiori. Per quest'ultime, il peso della copertura è stato ipotizzato nullo, in quanto scaricato solamente sul paramento interno, mentre del peso del cordolo ne è stato assunto solo la metà del valore totale (ovvero quello gravante sul paramento esterno).

Tabella 31: Forze applicate al meccanismo di flessione verticale in quota

Nome	P_i [kN]	d_i [m]	Descrizione
PM	48,15	0,20	Peso proprio setto
N1	0,00	0,00	Peso copertura (scaricato solo sul paramento interno)
N2	24,60	0,20	Peso cordolo (scaricato per metà sul paramento esterno)

Per la determinazione del moltiplicatore dei carichi in grado di attivare il meccanismo di collasso è stato necessario determinare la posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza del setto. Tale operazione è stata eseguita andando a ricercare il valore minimo del moltiplicatore tra tutti quelli possibili calcolati, facendo variare l'altezza della cerniera, come mostrato in Figura 122. I risultati ottenuti sono riportati di seguito:

$$x = 3,432$$

$$h_1 = \left(\frac{x-1}{x}\right) \cdot h = 2,154 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{h}{x} = 0,886 \text{ m}$$

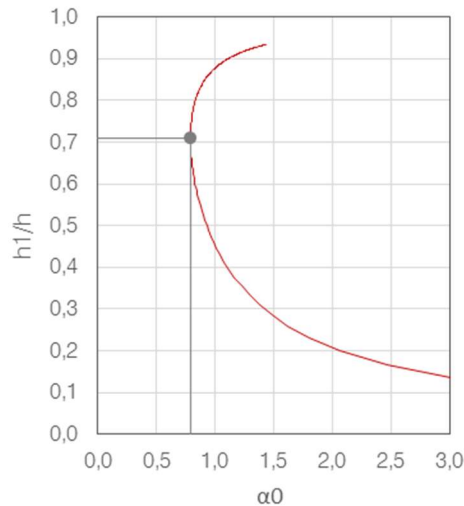


Figura 122: Individuazione del valore minimo del moltiplicatore dei carichi al variare della posizione della cerniera.

Una volta nota la posizione cercata della cerniera, si procede come indicato al punto C.8.7.1.2.1.1 [14], applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile determinare il moltiplicatore di collasso α_0 che attiva il cinematismo. Successivamente va definito l'oscillatore non lineare equivalente a 1 grado di libertà, descritto in termini di accelerazione di attivazione del meccanismo a_0 .

$$\alpha_0 = \frac{\sum P_i \cdot \delta_{P,y} - \sum F_i \cdot \delta_{F,x} + Lvi}{\sum (P_i + Q_i) \cdot \delta_{(P+Q),x}} = 0,792$$

$$e^* = \frac{[\sum_{k=1}^N P_k \cdot \delta_{Px,k}]^2}{[\sum_{k=1}^N P_k] \cdot [\sum_{k=1}^N P_k \cdot \delta_{Px,k}^2]} = 0,813$$

Si noti che N assume un valore pari a 2, ovvero il numero di blocchi che costituiscono la catena cinematica. Nel caso in cui non si sia tenuta in considerazione la limitata resistenza a compressione della muratura il fattore di confidenza da utilizzare è quello relativo al livello di conoscenza LC1 (FC = 1,35).

$$a_0 = \frac{\alpha_0}{e^* \cdot FC} \cdot g = 7,080 \text{ m/s}^2$$

4.1.5.1 Analisi cinematica lineare, verifica SLD

Come specificato al punto C.8.7.1.2.1.5 [14], nel caso dei meccanismi locali l'attivazione del meccanismo comporta l'apertura di lesioni, una condizione che può essere ancora lontana dal vero e proprio ribaltamento; peraltro, la presenza di un quadro fessurativo non necessariamente indica l'attivazione di un meccanismo di dissesto. Nel calcolo si ipotizza che la porzione di muratura interessata dal meccanismo sia infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematismo. Per strutture con masse distribuite uniformemente lungo l'altezza, si assume la prima forma modale lineare e la si normalizza allo spostamento in sommità. Si calcolano quindi il coefficiente di partecipazione modale γ_1 in funzione del numero di piani N dell'edificio, il coefficiente di forma modale Ψ_z (in cui Z rappresenta la quota media delle cerniere formate da terra), il periodo fondamentale della struttura T_1 e si assume il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente della struttura ξ_1 pari al 5%.

$$\gamma_1 = \frac{3N}{2N + 1} = 1,333$$

$$\Psi_z = \frac{Z}{H_T} = 0,757$$

$$T_1 = 0,333 \text{ s}$$

Si calcolano la domanda di accelerazione $a_{z,SLD,dom}$, l'accelerazione di attivazione del meccanismo $a_{z,SLD,cap}$ e l'indice di sicurezza allo SLD ζ_{SLD} . La verifica risulta soddisfatta.

$$a_{z,SLD,dom} = S_e(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_z| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_1^2} = 1,274 \text{ m/s}^2$$

$$a_{z,SLD,cap} = \frac{\alpha_0}{e^* \cdot FC} \cdot g = 7,080 \text{ m/s}^2$$

$$\zeta_{SLD} = \frac{a_{z,SLD,cap}}{a_{z,SLD,dom}} = 5,556 > 1 \text{ verificato}$$

4.1.5.2 Analisi cinematica lineare, verifica SLV

Come specificato al punto C.8.7.1.2.1.7 [14], questo metodo di verifica è un metodo semplificato che può essere utilizzato nei casi in cui non venga calcolata l'intera curva di capacità per il meccanismo di collasso analizzato, ma solamente l'accelerazione di attivazione del meccanismo allo SLV. Questa accelerazione può essere calcolata in modo semplificato moltiplicando per un fattore di comportamento q l'accelerazione valutata per lo SLD. Si assume $q = 2$. Per tenere in conto delle non linearità della struttura principale, che producono una riduzione dell'amplificazione delle accelerazioni relative ai meccanismi locali, occorre valutare lo smorzamento viscoso equivalente e

l'incremento del periodo equivalente da introdurre nelle analisi. È quindi opportuno valutare lo spettro alla quota Z con parametri compatibili con il livello di duttilità richiesto che, nella risposta globale allo stato limite ultimo, gli edifici in muratura presentano un incremento del periodo equivalente compreso tra il 50% e il 100% e raggiungono valori di smorzamento viscoso equivalente variabili dal 10% al 20% (C8.7.1.2.1.4 [14]). Si calcola il periodo fondamentale della struttura T_1 e si assume il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente della struttura ξ_1 pari al 10%.

$$T_1 = T_{1,SLD} * 1,5 = 0,499 \text{ s}$$

Si determinano quindi la domanda di accelerazione $a_{z,SLV,dom}$, l'accelerazione di attivazione del meccanismo $a_{z,SLV,cap}$ e l'indice di sicurezza allo SLV ζ_{SLV} . La verifica risulta soddisfatta.

$$a_{z,SLV,dom} = S_e(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_z| \cdot \sqrt{1 + 0,0004 \cdot \xi_1^2} = 2,328 \text{ m/s}^2$$

$$a_{z,SLV,cap} = \frac{\alpha_0 \cdot q}{e^* \cdot FC} \cdot g = 14,160 \text{ m/s}^2$$

$$\zeta_{SLV} = \frac{a_{z,SLV,cap}}{a_{z,SLV,dom}} = 6,082 > 1 \text{ verificato}$$

Poiché quest'analisi risulta verificata, non è necessario effettuare l'analisi cinematica non lineare agli SLV.

4.1.5.3 Risultati

In Tabella 32 sono riportati i risultati ottenuti facendo riferimento a due differenti categorie di pericolosità sismica, ovvero ipotizzando che l'edificio si trovi o nel comune di Stenico (TN) oppure nel comune di L'Aquila (AQ).

Tabella 32: Indice di Sicurezza ζ_{mec} per il meccanismo di flessione verticale in quota

Zona sismica	Metodo di analisi	S.L.	ζ_{mec}	Verifica
Stenico (TN)	Analisi Cinematica Lineare	SLD	5,556	Verificato
Stenico (TN)	Analisi Cinematica Lineare	SLV	6,082	Verificato
L'Aquila (AQ)	Analisi Cinematica Lineare	SLD	1,962	Verificato
L'Aquila (AQ)	Analisi Cinematica Lineare	SLV	2,137	Verificato

Si noti come l'edificio risulti verificato sia agli SLD sia agli SLV (mediante l'analisi cinematica lineare) in entrambi i due siti su cui sono stati svolti i calcoli. Di conseguenza non risulta possibile

una attivazione del meccanismo ipotizzato sia nel comune di Stenico (TN) che nel comune di L'Aquila (AQ).

4.1.6 Calcolo della classe di rischio sismico

A seguito delle analisi effettuate, è stata calcolata la classe di rischio sismico per l'edificio in questione attraverso il metodo convenzionale suggerito dalle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni D.M. 58 del 2017 [27], sia nell'ipotesi in cui l'edificio si trovi a Stenico (TN) sia che si trovi a L'Aquila (AQ). L'indice di sicurezza SLV (IS-V) è stato determinato come rapporto tra la PGA_D e la PGA_C mentre la perdita media annua attesa (PAM) è stata calcolata come area sottesa alla curva dei costi di ricostruzione (CR) per i vari stati limite. In Figura 123 e Figura 124 si riportano le curve che individuano la PAM relative alla combinazione sismica G1, X+, E0 per i due differenti siti analizzati. Si riportano invece in Tabella 33 e Tabella 34 i risultati relativi a tutte le combinazioni.

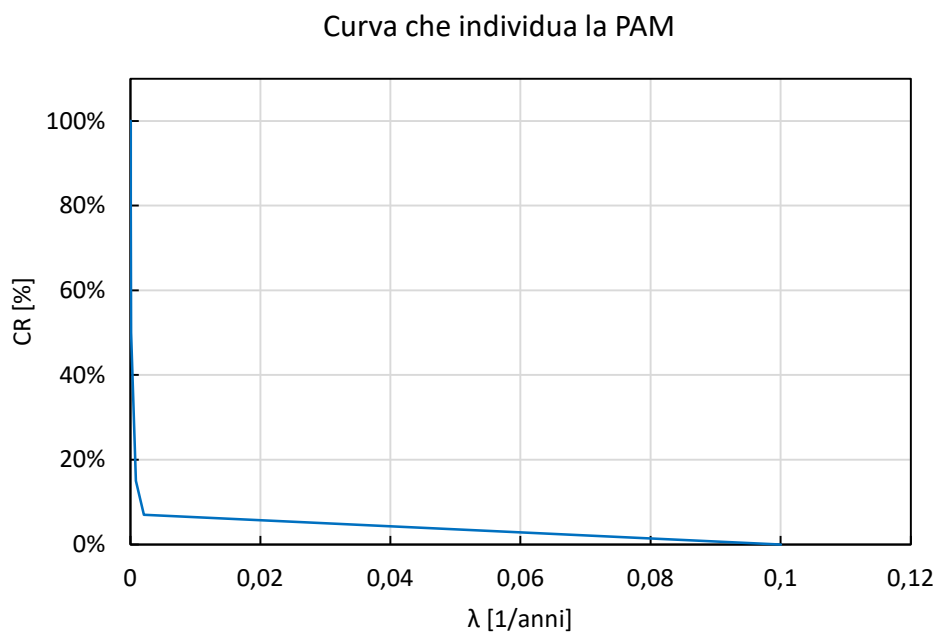


Figura 123: Curva che individua la PAM dell'edificio rinforzato (I intervento), configurazione G1, X+, E0, Stenico (TN)

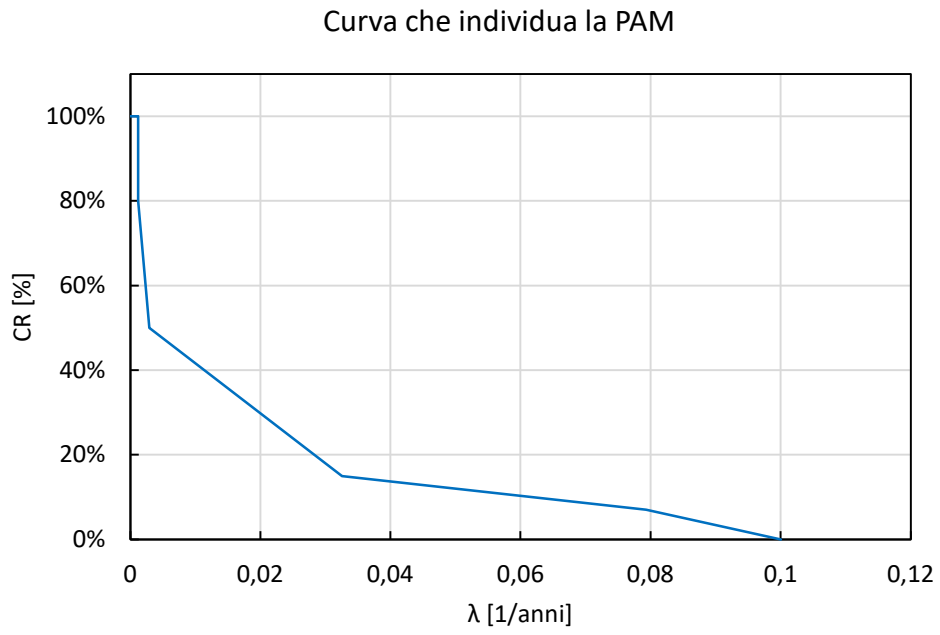


Figura 124: Curva che individua la PAM dell'edificio rinforzato (I intervento), configurazione G1, X+, E0, L'Aquila (AQ)

Tabella 33: Risultati indice ISV e PAM, Stenico (TN)

Analisi	ISV		PAM		C.R.S.
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
G1_X+_E0	251%	A+	0,39%	A+	A+
G1_X+_E+	245%	A+	0,39%	A+	A+
G1_X+_E-	238%	A+	0,39%	A+	A+
G1_X-_E0	261%	A+	0,40%	A+	A+
G1_X-_E+	268%	A+	0,40%	A+	A+
G1_X-_E-	177%	A+	0,41%	A+	A+
G2_X+_E0	271%	A+	0,38%	A+	A+
G2_X+_E+	279%	A+	0,39%	A+	A+
G2_X+_E-	352%	A+	0,38%	A+	A+
G2_X-_E0	356%	A+	0,38%	A+	A+
G2_X-_E+	383%	A+	0,38%	A+	A+
G2_X-_E-	348%	A+	0,38%	A+	A+
G1_Y+_E0	165%	A+	0,43%	A+	A+
G1_Y+_E+	193%	A+	0,42%	A+	A+
G1_Y+_E-	153%	A+	0,43%	A+	A+
G1_Y-_E0	163%	A+	0,43%	A+	A+
G1_Y-_E+	203%	A+	0,42%	A+	A+
G1_Y-_E-	166%	A+	0,43%	A+	A+
G2_Y+_E0	215%	A+	0,40%	A+	A+
G2_Y+_E+	190%	A+	0,41%	A+	A+
G2_Y+_E-	241%	A+	0,40%	A+	A+
G2_Y-_E0	163%	A+	0,43%	A+	A+
G2_Y-_E+	200%	A+	0,42%	A+	A+
G2_Y-_E-	254%	A+	0,40%	A+	A+

Tabella 34: Risultati indice ISV e PAM, L'Aquila (AQ)

Analisi	ISV		PAM		C.R.S.
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
G1_X+_E0	85%	A	1,78%	C	C
G1_X+_E+	82%	A	1,82%	C	C
G1_X+_E-	79%	B	1,61%	C	C
G1_X-_E0	86%	A	1,91%	C	C
G1_X-_E+	87%	A	1,98%	C	C
G1_X-_E-	59%	C	2,14%	C	C
G2_X+_E0	84%	A	1,28%	B	B
G2_X+_E+	85%	A	1,29%	B	B
G2_X+_E-	112%	A+	1,20%	B	B
G2_X-_E0	108%	A+	1,20%	B	B
G2_X-_E+	114%	A+	1,18%	B	B
G2_X-_E-	106%	A+	1,26%	B	B
G1_Y+_E0	54%	C	2,44%	C	C
G1_Y+_E+	63%	B	2,32%	C	C
G1_Y+_E-	50%	C	2,44%	C	C
G1_Y-_E0	53%	C	2,60%	D	D
G1_Y-_E+	66%	B	2,49%	C	C
G1_Y-_E-	54%	C	2,53%	D	D
G2_Y+_E0	70%	B	1,97%	C	C
G2_Y+_E+	62%	B	2,13%	C	C
G2_Y+_E-	79%	B	1,90%	C	C
G2_Y-_E0	53%	C	2,60%	D	D
G2_Y-_E+	66%	B	2,36%	C	C
G2_Y-_E-	83%	A	2,17%	C	C

L'edificio caso studio, localizzato a Stenico (TN), ricade nella *Classe di rischio A+*, determinata come il minimo tra la classe corrispondente all'*Indice di sicurezza allo SLV (Classe ISV)* e la classe corrispondente alla *Perdita Media Annuata attesa PAM (Classe PAM)*. Invece, nel caso in cui venga utilizzato come input lo spettro previsto per il comune di L'Aquila, l'edificio caso studio ricade nella *Classe di rischio D*. Si può notare quindi un incremento di due classi di rischio sismico (da F a D) per quanto riguarda l'ipotesi di edificio localizzato a L'Aquila (AQ) e di quattro classi (da D ad A+) nell'ipotesi di edificio localizzato a Stenico (TN). Le verifiche locali risultano soddisfatte in entrambi i siti e non incidono sulla determinazione della classe di rischio sismico, a differenza di quanto accadeva per lo stato di fatto.

4.1.7 Classificazione energetica

In modo analogo a quanto fatto per lo stato di fatto, è stata calcolata la classe energetica dell'edificio a seguito degli interventi proposti. Data l'elevata dimensione della struttura e il diverso numero di analisi da affrontare, si è scelto di procedere al calcolo con l'ausilio di un programma open source rilasciato su richiesta in licenza da parte di Aermec S.p.a.. Il programma MC11300 è un software certificato dal Comitato Termotecnico Italiano (CTI) e permette di determinare la prestazione energetica ed elaborarne l'attestato (APE) secondo lo schema nazionale.

Il livello di intervento I prevede di intervenire in modo integrato sui solai di interpiano e sulla copertura, migliorando sia il comportamento strutturale che quello energetico dell'edificio. Risulta fondamentale intervenire sull'elemento opaco di copertura date le dimensioni della superficie disperdente. Il pacchetto migliorativo destinato a incrementare le proprietà termo-fisiche della copertura è stato progettato imponendo i limiti previsti da normativa per la fascia climatica F. La trasmittanza limite è risultata di $0,22\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$.

La stratigrafia migliorativa che è stata scelta per la copertura è già stata presentata nel capitolo 4.1.1 (Figura 106). Sul lato interno è stato posto doppio strato di tavolato incrociato in abete (6 cm) fissato su travetti portanti esistenti. Segue un sottile freno vapore sul quale è collocato uno strato di isolante. È stato proposto l'utilizzo di diversi materiali isolanti. In Tabella 35, si riportano gli spessori di riferimento per diversi materiali utilizzabili, nell'ipotesi di mantenere le proprietà termo-fisiche del pacchetto simili tra loro. Tra lo strato isolante e l'intercapedine d'aria debolmente ventilata dello spessore di 6 cm, è collocata una membrana traspirante immediatamente a contatto con l'isolante. Dopo l'intercapedine, realizzata con opportuni distanziali in legno, è collocato un ulteriore tavolato di 3 cm in abete. Completano il tutto una membrana traspirante e riflettente, indicata per gli strati più esterni ed esposti a irraggiamento, come le coperture, e tegole in cotto, per una trasmittanza termica complessiva di $0,212\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$.

Tabella 35: Prestazione copertura per differenti materiali e spessori

Installazione	Tipologia isolante	λ isolante W/(mK)	Spessore isolante mm	$U_{\text{copertura}}$ W/(m ² K)	$YIE_{\text{copertura}}$ W/(m ² K)
Copertura	Aeropan	0,015	60	0,206	0,131
	EPS 100 G	0,031	120	0,212	0,163
	Fibra di legno	0,048	180	0,217	0,024
	Fibra di canapa	0,038	140	0,220	0,148

L'applicazione della nuova stratigrafia su elementi portanti esistenti porta a un miglioramento delle prestazioni dell'edificio nel suo complesso. La classe energetica dell'edificio passa da G a F sia nell'ipotesi di localizzazione dell'edificio a Stenico (TN) che a L'Aquila (AQ), come mostrato in Figura 125 e Figura 126.

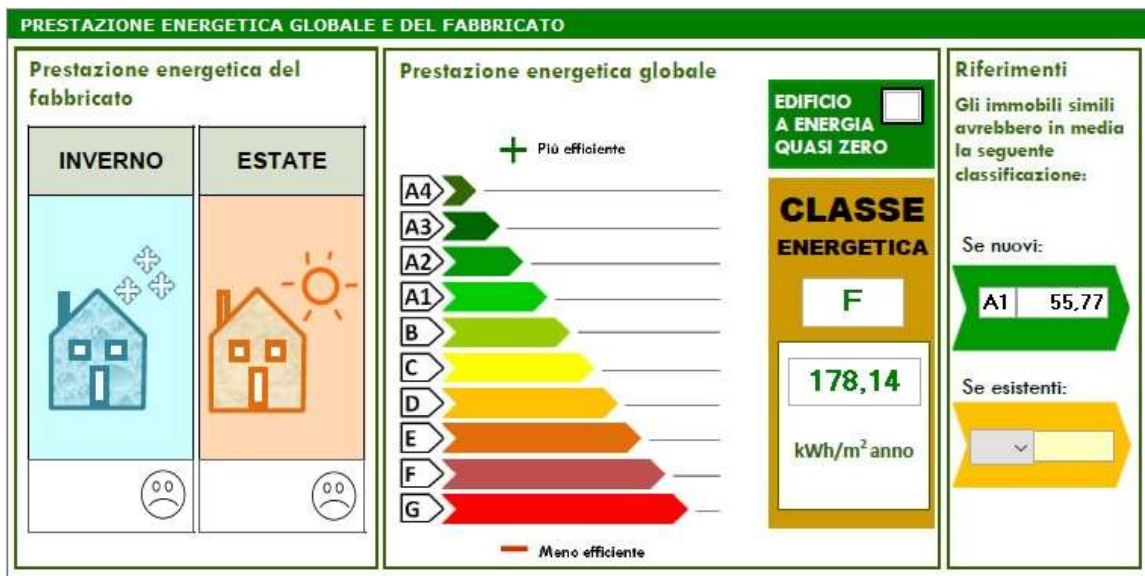


Figura 125: Prestazione energetica con copertura migliorata, Stenico (TN)

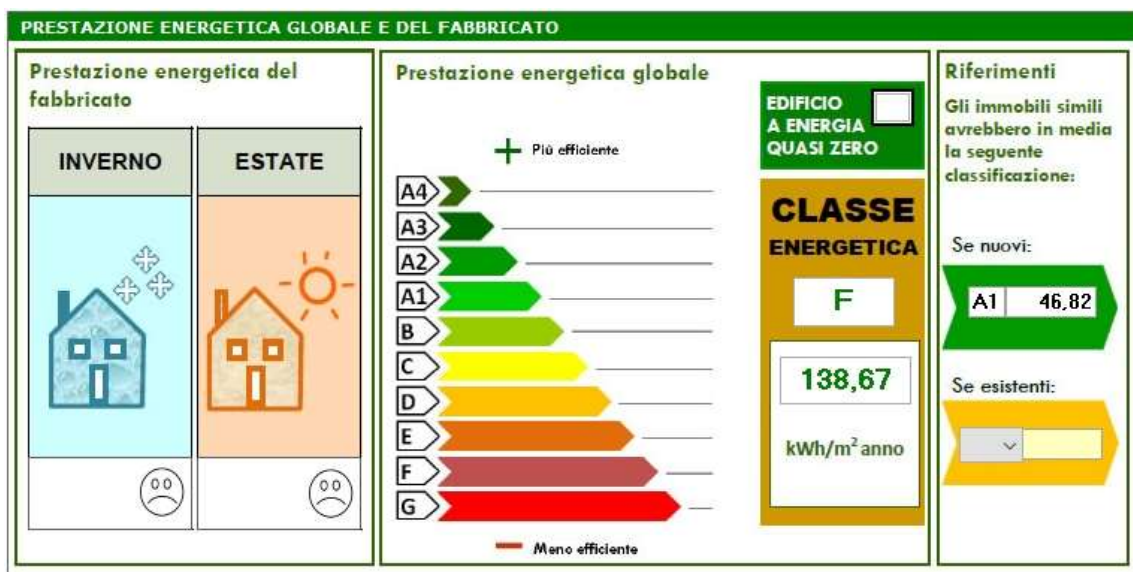


Figura 126: Prestazione energetica con copertura migliorata, L'Aquila (AQ)

4.1.8 Analisi dei costi e dei tempi di lavorazione

Al fine di quantificare i costi di intervento connessi al rinforzo dei solai con pannelli in CLT è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con l'Elenco Prezzi della Provincia Autonoma di Trento [35] e, per le voci non presenti su tale documento, si è invece fatto riferimento ai prezzi commerciali forniti dai singoli produttori. Le voci computate sono relative a tutti gli interventi di tipo strutturale, di demolizione e di finitura. Eccetto dove viene segnalato diversamente, ogni prezzo unitario si intende comprensivo sia del costo della fornitura che di quello della posa in opera. Come si evince dalla Tabella 36, per ogni voce è stata poi scorporata, in modo semplificato, la percentuale di manodopera. In questo modo, ipotizzando una squadra di cantiere tipo, composta da un operaio specializzato, un operaio qualificato e un operaio semplice (dal costo totale di 102,31 €/h), è stato possibile stimare in prima approssimazione le tempistiche della lavorazione in esame per la sua applicazione su tutto l'edificio.

Tabella 36: Analisi dei costi dell'intervento di rinforzo dei solai mediante pannelli in CLT

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m ²]	Quota manodopera [€/m ²]
Rimozione di soffitti	13,57	9,42
Rimozione parziale di solai in legno	20,27	12,61
Pannelli in CLT da 60 mm	100,66	44,06
Connettori	30,00	13,13
Guaina	2,38	0,31
Sottofondo alleggerito 60 mm	17,18	6,39
Massetto di posa 30 mm	7,74	3,20
Riutilizzo pavimentazione	13,97	13,97
Totale	205,77	103,08

Si ottiene un costo totale dell'intervento pari a 461.584,54 € (per una superficie totale da rinforzare di 2.243,23 m²).

Lo stesso è stato fatto con l'intervento di recupero e di miglioramento energetico della copertura in legno, la cui analisi dei costi viene riportata nella Tabella 37. A titolo esemplificativo, tra i vari materiali proposti per l'isolamento termico delle pareti, si è scelto di adottare come riferimento il caso del EPS100 Grafite (in quanto tale materiale viene specificatamente riportato all'interno dell'Elenco Prezzi considerato [35]). In ogni caso, tale prezzo rappresenta, in prima approssimazione, un valore di costo plausibile anche per gli altri materiali coibentanti proposti nell'analisi energetica (con l'esclusione del molto più oneroso Aeropan).

Tabella 37: Analisi dei costi dell'intervento di recupero della copertura

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m ²]	Quota manodopera [€/m ²]
2 x Membrana traspirante	6,20	0,77
Freno vapore	3,00	0,36
Isolante EPS100 G	13,52	2,28
Demolizione parziale copertura	13,24	9,82
3 x Perline in abete	62,82	7,29
Listoni in legno di abete (intercapedine ventilata)	6,12	2,32
Listelli in legno di abete (installazione coppi)	12,13	7,02
Coppi di tipo comune	52,19	17,18
Totale	169,22	47,05

Si ottiene un costo totale dell'intervento pari a 132.106,67 € (per una superficie totale su cui intervenire di 780,68 m²).

Il costo totale dell'intervento di recupero di I livello è dunque stimato in 593.691,21 €. Le tempistiche stimate per tale intervento vengono riportate nella Tabella 38:

Tabella 38: Tempistiche per l'intervento di recupero di I livello

Numero squadre	Giorni lavorativi
1 Squadra	327
2 Squadre	164
3 Squadre	109

4.1.9 Riepilogo interventi e costi

Come precedentemente descritto, gli interventi considerati, per la progettazione di I livello, riguardano sia i solai e che la copertura. Nel primo caso, gli interventi consistono nella parziale demolizione dei solai di interpiano esistenti, il successivo rinforzo mediante l'applicazione di pannelli lignei in CLT da 60 mm ed il loro completamento mediante la posa degli strati non strutturali e delle finiture. Invece, nel caso della copertura lignea, le fasi sono suddivise nella parziale demolizione dell'esistente, nella sostituzione delle parti ammalorate, nell'irrigidimento strutturale, nella coibentazione e nella finitura. Di seguito si riporta in Tabella 39 il riepilogo dei costi suddivisi per le opere strutturali, le opere di demolizione, quelle di efficientamento energetico e quelle di finitura. I costi sono poi stati anche adimensionalizzati in funzione dei metri quadri di superficie calpestabile (pari a circa 3.291 m²) ed in funzione della volumetria dell'edificio (pari a circa 9.399 m³).

Tabella 39: Riepilogo dei costi per l'intervento di I livello

Livello progettazione	Descrizione	Importo[€]	[€/m²]	[€/m³]
I livello	Opere strutturali	293.100	89,06	31,18
	Opere di demolizione	86.247	26,21	9,18
	Opere energetiche	10.555	3,21	1,12
	Opere di finitura	203.789	61,93	21,68
	Totale	593.691	180,41	63,16

All'importo finale così calcolato devono essere aggiunti separatamente i costi riguardanti la sicurezza. Tali costi sono stati divisi in tre categorie principali, computando le singole voci facendo riferimento allo stesso Elenco Prezzi considerato precedentemente per le lavorazioni legate alle opere di rinforzo [35]. Vengono così riportati, nella Tabella 40, i costi relativi alle opere di cantierizzazione, ipotizzando un loro utilizzo in opera per un tempo totale di sei mesi (ovvero la tempistica di intervento più onerosa, che verrà calcolato all'interno della presente relazione, ipotizzando tre squadre al lavoro in contemporanea):

Tabella 40: Costi di sicurezza relativi alle opere di cantierizzazione

Descrizione	Importo[€]
Recinzione mobile cantiere	1.984,00
Accessi carrabili	197,26
Cartelli segnaletici	139,95
Quadro elettrico di distribuzione	92,92
Impianto di dispersione a terra	693,80
Cassetta di pronto soccorso	27,13
Spogliatoi prefabbricati	2.088,20
Servizi igienici chimici	1.894,40
Totale	7.117,66

Nella Tabella 41 vengono invece riportati i costi della sicurezza relativi alle opere di ponteggio, necessarie per intervenire in modo semplice e sicuro sulla copertura dell'edificio. Viene previsto un ponteggio esterno che sfrutta un unico impalcato in sommità, necessario sia per lo smontaggio e il rimontaggio del tetto, sia per avere un piano d'appoggio per allontanare i materiali di risulta e per approvvigionare i nuovi. Per tali motivi, tale opera provvisoria viene prevista per un tempo totale di quattro mesi.

Tabella 41: Costi di sicurezza relativi alle opere di ponteggio

Descrizione	Importo[€]
Ponteggio tubolare metallico fisso	15.902,00
Parapetto aggiuntivo in sommità	977,60
Totale	16.879,60

Infine, nella Tabella 42, vengono riportati i costi relativi alla possibilità di utilizzare delle opere di puntellamento dei solai, necessarie per la protezione della manodopera nella fase di smontaggio e montaggio dei solai in legno. Infatti, solamente qualora venga prevista la rimozione, oltre che dei soffitti in maltapaglia, anche dei tavolati lignei soprastanti, risulta necessario predisporre un piano al di sotto del solaio da demolire, ad esempio ricorrendo ad un tavolato continuo. Tale puntellamento deve essere riportato a tutti i piani e l'intervento di demolizione dovrà avvenire dall'ultimo al primo piano. Viene considerato un tempo di utilizzo di tali opere di quattro mesi, ovvero il tempo necessario per eseguire l'intervento sui soli solai con il numero massimo di tre squadre che lavorano in contemporanea.

Tabella 42: Costi di sicurezza relativi alle opere di puntellamento

Descrizione	Importo[€]
Puntellamento in legno dei solai	51.773,75
Totale	51.773,75

In totale quindi si ottiene un costo totale per la sicurezza di 23.997,26 €, relativo alle opere di cantierizzazione e di ponteggio esterno, che dovrà essere sommato al costo dell'intervento di I livello precedentemente calcolato.

In aggiunta, solamente qualora l'intervento sui solai preveda la demolizione dei tavolati lignei, deve essere considerata un'ulteriore aliquota di 51.773,75 €, necessaria per il puntellamento degli orizzontamenti interni, portando così gli oneri legati alla sicurezza ad un totale di 75.771,01 €.

4.2 Intervento di rinforzo dei solai e delle pareti (II livello)

Durante un evento sismico, le strutture in muratura non rinforzate (URM) sono soggette ad una combinazione di forze laterali, sia nel piano della parete che al di fuori di esso. Entrambe queste sollecitazioni devono essere tenute in considerazione nei possibili interventi di rinforzo, al fine di evitare o limitare il danneggiamento della struttura e salvaguardare le persone o le proprietà al proprio interno. Storicamente, le prime tecniche di consolidamento delle pareti URM adottate hanno previsto l'utilizzo di materiali quali il calcestruzzo e l'acciaio (ricorrendo a placcaggi esterni in calcestruzzo armato). Tuttavia, queste soluzioni, a causa del loro elevato spessore, conducevano ad aumenti eccessivi della massa e della rigidezza, causando consistenti problematiche dal punto di vista sismico. Inoltre, le tecniche di questo tipo risultavano fortemente irreversibili e quindi non compatibili con il miglioramento sismico di beni di valore culturale o architettonico. Per ovviare a questi problemi, nel corso degli ultimi decenni, sono state proposte e sperimentate nuove tecniche di intervento, che sfruttano materiali innovativi, quali i compositi fibrorinforzati [36] (come le soluzioni FRCM e CRM), oppure elementi lignei.

Proprio quest'ultima famiglia di soluzioni di rinforzo con elementi lignei viene adottata per l'edificio in esame. Si noti che un intervento con elementi realizzati con questo materiale (in particolare nella forma di pannelli in CLT) è già stato previsto per il rinforzo dei solai di interpiano. Utilizzando il materiale legno, sono possibili due tipi di approccio per il consolidamento delle opere murarie, illustrate nella Figura 127:

- La realizzazione di un telaio ligneo, mediante l'applicazione dei cosiddetti strong-backs;
- L'applicazione di pannelli lignei, come quelli in CLT.



Figura 127: Tipologie considerate di rinforzo ligneo dei pannelli murari [37] [38]

Entrambe queste soluzioni devono prevedere un adeguato collegamento alla superficie muraria, così come alla fondazione o al relativo solaio di interpiano. L'uso di ancoraggi, sia di tipo meccanico (a secco) che chimico, risulta un aspetto fondamentale della progettazione e della realizzazione di queste soluzioni, in quanto consente la condivisione del carico tra il rinforzo ligneo ed il resto della struttura esistente. Si noti che, utilizzando esclusivamente ancoraggi a secco, entrambe le modalità di intervento descritte risultano completamente reversibili.

Per gli interventi di rinforzo descritti nel presente capitolo, e per la successiva modellazione dell'edificio, si farà riferimento unicamente all'applicazione di pannelli lignei in CLT. Nel capitolo 6 viene riportata, a titolo esemplificativo, la descrizione e il dettaglio dei costi relativi alla soluzione che prevede l'utilizzo degli strong-backs, in quanto ritenuti un'utile alternativa come possibile soluzione progettuale.

4.2.1 Descrizione intervento

L'intervento di livello II prevede il rinforzo degli orizzontamenti, nella modalità descritta nel capitolo precedente, unito ad un contemporaneo consolidamento delle pareti verticali in muratura, sia esterne che interne, mediante l'applicazione di una tecnica di rinforzo a base legno, applicata sui primi tre piani dell'edificio. Viene scelto di rinforzare solo i livelli inferiori della struttura in quanto sollecitati da azioni taglianti elevate rispetto alle murature in mattoni del terzo livello, sui quali viene previsto un intervento di coibentazione realizzato sul lato interno.

La soluzione di rinforzo delle pareti prevede l'applicazione, dal lato interno della muratura, di pannelli in CLT, ovvero di elementi lignei planari che uniscono le caratteristiche di leggerezza e sostenibilità ad elevate prestazioni meccaniche. Questa tecnica di rinforzo risulta di conseguenza facile e veloce da installare. Anche grazie ai dati ottenuti sperimentalmente [18] [39] [40], vengono previste le seguenti prestazioni dal sistema di rinforzo:

- incremento della capacità portante sia nel piano che fuori dal piano del pannello murario;
- incremento della capacità di deformazione post-picco;
- variazione trascurabile della rigidezza.

I pannelli in CLT vengono vincolati alla muratura utilizzando dei dispositivi puntuali di fissaggio a tassello di diversa tipologia [41], uniformemente distribuiti sulla superficie da consolidare (in un numero pari, nel caso in esame, a 3 al m²). A causa della tessitura irregolare in pietra, vengono previste delle connessioni (con diametro pari a 14 mm) con ancorante chimico e tassello a calza, inserite in un

foro profondo $2/3$ dello spessore murario (connessione testata sperimentalmente [42], riportata in Figura 128). Ciò permette sicuramente un maggiore trasferimento della forza dalla muratura al sistema di rinforzo, con lo svantaggio di rendere tuttavia l'intervento irreversibile. Con il fine di incrementare la durabilità della soluzione e di preservare l'aspetto esterno dell'edificio, il sistema di rinforzo viene installato sul lato interno della muratura. Analogamente a quanto previsto per i solai, i pannelli sono dello spessore commerciale minimo, ovvero 60 mm (composti da tre strati di 20 mm di spessore ciascuno), al fine di ridurre il più possibile l'ingombro dato dal pannello all'interno dell'edificio.

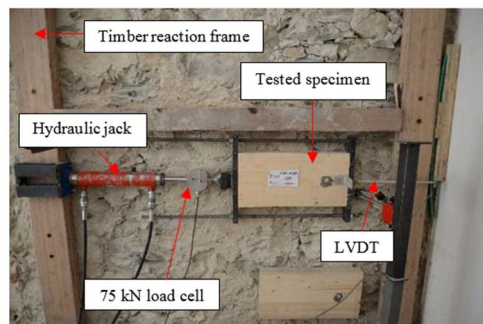


Figura 128: Test su connessione per pannello in CLT su muratura in pietra [42]

Per un migliore inserimento dei connettori, il pannello in CLT deve essere posto direttamente a contatto con la superficie muraria. Tuttavia, si considera anche la possibilità di evitare la rimozione dell'intonaco esistente, applicando l'elemento ligneo direttamente su questo strato, al fine di una riduzione dei costi di installazione del rinforzo. Si noti che, prima di installare il pannello, deve essere applicata una membrana traspirante. Al fine di coniugare l'aumento di capacità portante con un miglioramento delle prestazioni energetiche, può eventualmente essere associato al pannello in CLT uno strato di isolante termico, seguito da un freno vapore. La finitura viene ultimata con uno strato di cartongesso, come si può notare nella Figura 129.

1 – Parete esistente

[Rimozione intonaco (eventuale)]

2 – Membrana traspirante

3 – Pannello in CLT

4 – Connettore resinato

5 – Isolante (eventuale)

6 – Freno vapore

7 – Cartongesso

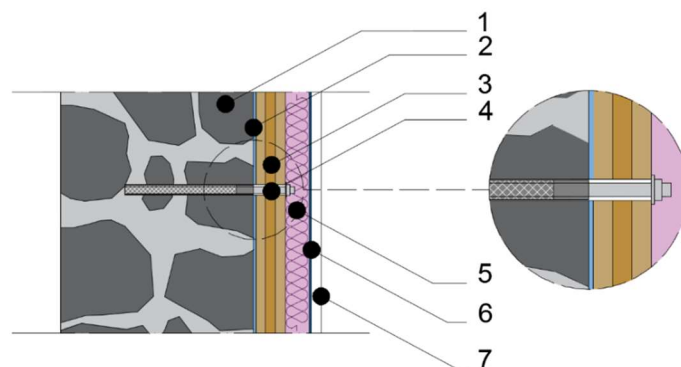
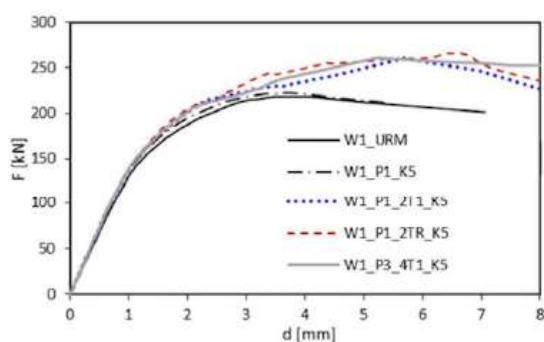


Figura 129: Stratigrafia dell'intervento con i pannelli in CLT

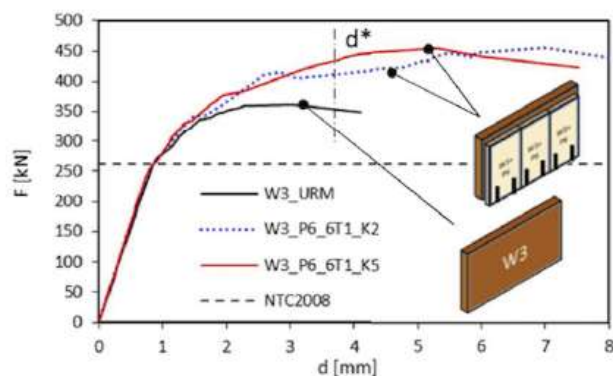
4.2.2 Modellazione strutturale intervento

L'analisi del comportamento globale della struttura viene condotta nell'ipotesi di collegamento efficace tra diaframmi e pareti e senza considerare la possibile attivazione di meccanismi locali. Il modello della struttura rinforzata con pannelli in CLT è stato calibrato facendo riferimento ai dati ottenuti attraverso indagini numeriche e sperimentali. Utilizzando dei modelli numerici agli elementi finiti sono stati studiati i comportamenti di questi sistemi ibridi muratura-legno facendone variare le caratteristiche geometriche e resistenziali degli elementi costituenti [38]. In particolare, i parametri investigati durante l'analisi comprendono: il rapporto altezza-lunghezza della muratura, lo spessore della muratura, le proprietà della muratura, lo spessore e la lunghezza del pannello ligneo, la rigidità e la resistenza delle connessioni e degli ancoraggi. In Figura 130 vengono riportate le curve di capacità ottenute dalle analisi conseguenti a due differenti tipologie di rottura.



Wall | W1: $h_w/l_w = 1.1$, $h_w = 3.0$ m, $t_w = 400$ mm,
 $f_t = 0.1$ Mpa, $f_c = 3.0$ Mpa, $\sigma_n = 0.5$ Mpa
Panels | P1: $l_p = l_w$, $t_p = 60$ mm
P3: $l_p = l_w/2$, $t_p = 60$ mm
Connectors | K5: $k_C = 50$ kN/mm, $r_C = 30$ kN/mm
Tension anchors | T1: $k_T = 50$ kN/mm
TR: $k_T = \text{rigid}$

a) Rotazione fuori piano della parete

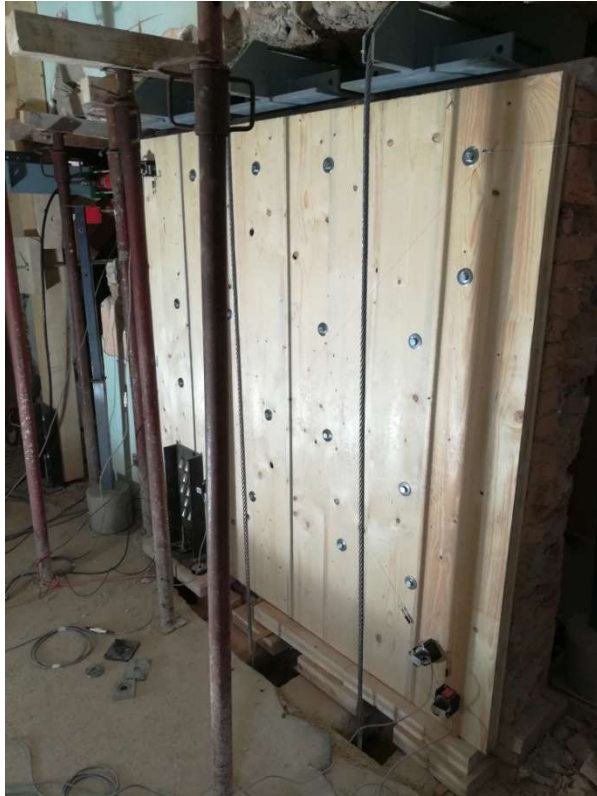


Wall | W3: $h_w/l_w = 0.7$, $h_w = 3.0$ m, $t_w = 400$ mm,
 $f_t = 0.05$ Mpa, $f_c = 3.0$ Mpa, $\sigma_n = 0.5$ Mpa
Panels | P6: $l_p = l_w/3$, $t_p = 60$ mm
Connectors | K2: $k_C = 20$ kN/mm, $r_C = 30$ kN/mm
K5: $k_C = 50$ kN/mm, $r_C = 30$ kN/mm
Tension anchors | T1: $k_T = 50$ kN/mm

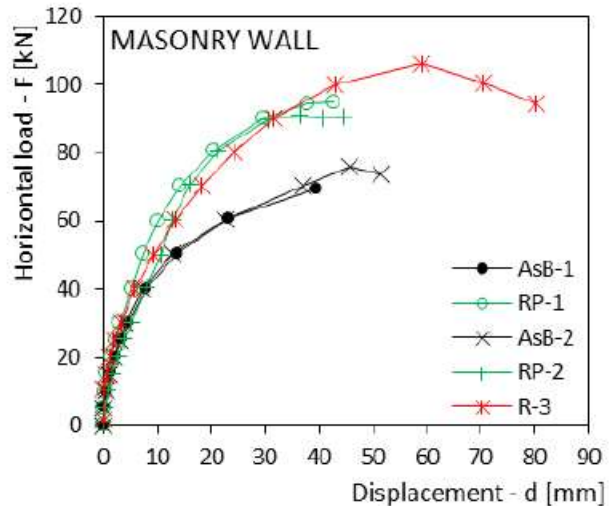
b) Crisi per taglio nel piano della parete

Figura 130: Curve di capacità dell'analisi [38]

Oltre alle analisi numeriche sono state svolte anche delle indagini sperimentali. Sono stati effettuati dei test a scala reale su diverse pareti realizzate in mattoni pieni e malta di calce. I test sono stati eseguiti sia nelle condizioni di muratura non rinforzata che rinforzata, in modo da analizzare l'efficacia dell'intervento. Come si può notare nella Figura 131, l'applicazione di questa tecnica permette di aumentare notevolmente la capacità laterale e di spostamento del pannello murario mantenendo invariata la rigidità iniziale.



a) Campione parete rinforzata



- parete non rinforzata (AsB)

- Parete riparata (RP)

- Parete rinforzata (R)

b) Risposte parete non rinforzata e rinforzata

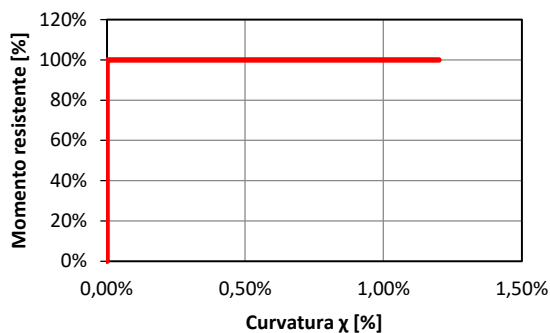
Figura 131: Risultati sperimentali [18]

Considerando che gli studi per lo sviluppo di questa tecnica di rinforzo sono ancora in fase preliminare e necessitano di future indagini per comprenderne a pieno il reale comportamento, risulta comunque possibile trarre alcune interessanti conclusioni:

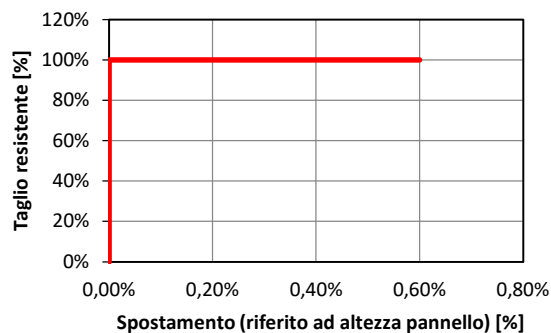
- Si ottiene un incremento della resistenza ($>25\%$) sia nel caso di pannelli murari che giungono a rottura per pressoflessione che per taglio diagonale;
- Si ottiene un incremento delle capacità di deformazione ($>30\%$) sia nel caso di pannelli murari che giungono a rottura per pressoflessione che per taglio diagonale;
- I pannelli murari giungono a rottura per pressoflessione o per taglio diagonale mentre il meccanismo di taglio a scorrimento non si verifica.

Per quanto concerne la modellazione della struttura con l'applicazione del sistema di rinforzo, è stato di conseguenza deciso di aumentare la resistenza dei maschi murari del 25% e la capacità di spostamento ultimo del 30%, per entrambe le tipologie di rottura (pressoflessione e taglio). Il comportamento post-picco è stato modellato sempre con un andamento perfettamente plastico. Nel

caso di collasso per pressoflessione lo spostamento ultimo passa da 1% a 1,2% dell'altezza del pannello, mentre nel caso di rottura a taglio si passa da 0.5% a 0.6%, sempre facendo riferimento all'altezza del pannello (Figura 132). Il sistema di rinforzo può essere applicato ai soli maschi murari, in quanto non sono ancora stati eseguiti degli studi specifici sull'effetto che comporta l'inserimento di pannelli CLT anche sulle fasce.



(a) Momento curvatura



(b) Taglio spostamento

Figura 132: Legami costitutivi implementati nelle cerniere plastiche dei maschi murari.

Si noti che le analisi globali, di seguito riportate, vengono realizzate con l'utilizzo del solo software SAP2000, in quanto risulta essere l'unico dei due programmi previsti che permette di effettuare la modellazione appena descritta.

4.2.3 Analisi strutturale

Le analisi statiche non lineari (pushover) sono state condotte seguendo le indicazioni fornite dalle NTC 2018 [20]. I carichi verticali sono stati assegnati utilizzando la combinazione sismica, mentre le forze orizzontali sono state assegnate considerando due differenti distribuzioni: una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare (Gruppo 1, G1) e una distribuzione di forze secondaria, proporzionale alle masse dei vari piani, desunta da un andamento uniforme di accelerazione lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2, G2). I carichi sono stati applicati in entrambe le direzioni, considerando sia i versi positivi (X+ oppure Y+) che quelli negativi (X- oppure Y-). Sono state analizzate le 8 combinazioni di carico con eccentricità nulla (E0) e le 16 combinazioni che considerano l'effetto dell'eccentricità accidentale positiva e negativa (E+ oppure E-), per un totale di 24 combinazioni.

Come punto di controllo, analogamente a quanto fatto per lo stato di fatto, è stato scelto lo spostamento del solaio del terzo piano. La capacità di spostamento è stata valutata considerando il minimo valore di spostamento tra quello corrispondente ad un taglio residuo alla base pari all'80% del massimo e quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC di tutti i maschi murari appartenenti allo stesso livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

4.2.3.1 Modello a telaio equivalente (SAP2000)

Utilizzando il modello a telaio equivalente, realizzato con il software SAP2000, sono state effettuate 24 analisi considerando le differenti combinazioni di carico. Per brevità, si sceglie di riportare nel dettaglio i risultati relativi alla combinazione sismica G1, X+, E0 (combinazione di forze sismiche appartenenti al Gruppo 1, applicate in direzione X con verso positivo e eccentricità accidentale nulla), analogamente a quanto fatto per lo stato di fatto. Per le altre combinazioni si può fare riferimento al capitolo 5.1 dove sono presentate le curve di capacità dell'edificio relative a tutti gli interventi di rinforzo.

Sono riportate in Figura 133, Figura 134 e Figura 135 rispettivamente la deformata dell'edificio, la curva di capacità e la deformata di piano relative alla combinazione G1, X+, E0. Confrontando questi risultati con quelli ottenuti analizzando lo stato di fatto (presentati nel capitolo 2.3.1) e l'edificio rinforzato (I intervento) si può notare il miglioramento del comportamento dell'edificio dovuto all'applicazione del rinforzo analizzato.

Come illustrato nel capitolo 4.1, l'aumento di rigidezza dei solai lignei permette di ridistribuire le azioni taglianti agenti su ogni maschio murario a livello di piano, aumentando sia la capacità laterale che la capacità di spostamento della struttura. Si può notare inoltre come la deformata di piano risulti caratterizzata solamente da movimenti rigidi (traslazioni e rotazioni) e, a differenza di quanto accadeva nello stato di fatto, non vi siano delle deformazioni concentrate in corrispondenza di alcuna parete. L'incremento della capacità di deformazione e della resistenza dei maschi murari, garantita dal rinforzo delle pareti, permette di migliorare ulteriormente la risposta dell'edificio in termini di capacità laterale e di capacità di spostamento.

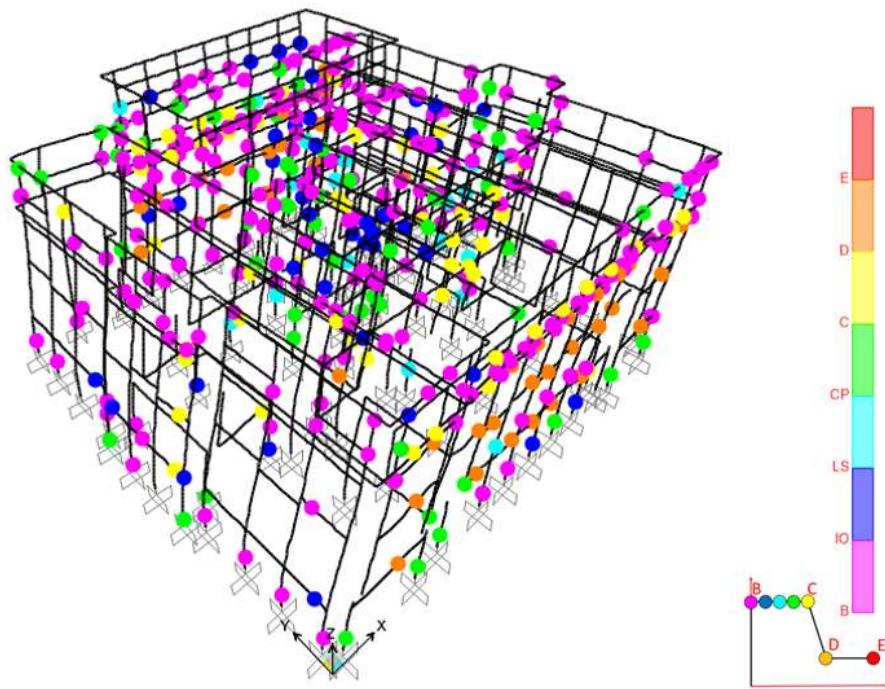


Figura 133: Deformata modello SAP2000 (configurazione G1, X+, E0)

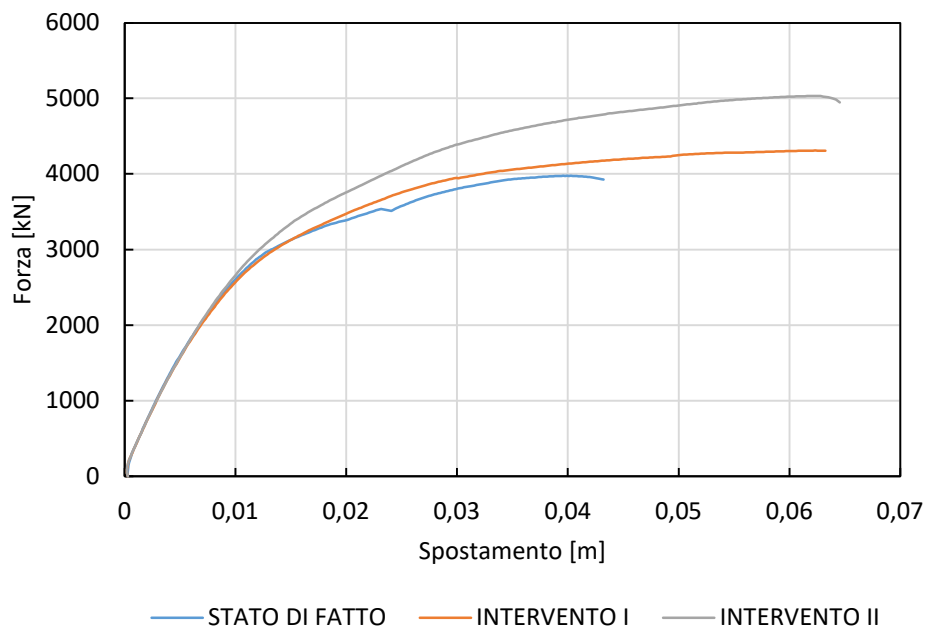
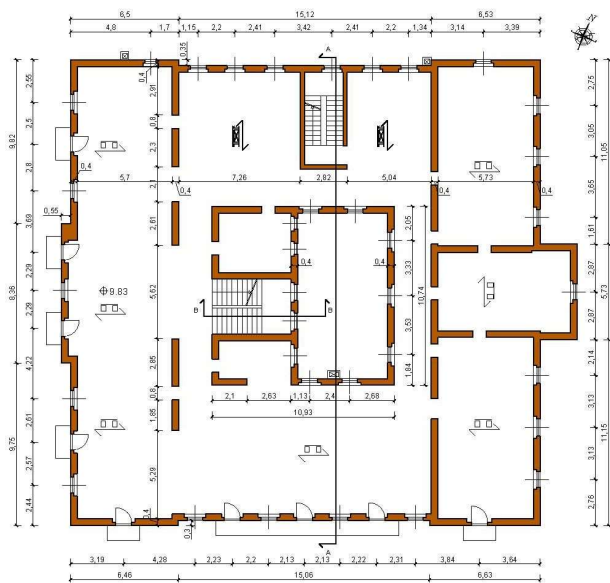


Figura 134: Curve pushover dello stato di fatto e dell'edificio rinforzato (I e II intervento), ottenute con il modello SAP2000, configurazione G1, X+, E0

PIANTA PIANO TERZO



a) Pianta terzo piano



b) Deformata struttura

Figura 135: Deformata modello SAP2000 (II intervento, configurazione G1, X+, E0)

4.2.4 Verifica globale

La verifica dell'edificio in condizioni rinforzate è stata condotta facendo riferimento a quanto previsto dalle NTC 2018 [20]. Le curve di capacità ottenute dalle analisi precedenti (sistema a più gradi di libertà MDOF) devono essere ricondotte a delle curve ad un solo grado di libertà (SDOF). Successivamente, utilizzando il Metodo A [20], basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di ugual spostamenti o uguale energia, tali curve sono state bilinearizzate e riportate nel piano ADRS assieme allo spettro di domanda. Le verifiche sono state condotte confrontando la capacità e la domanda di spostamento.

Come indicato in precedenza, vista la bassa sismicità del sito (Stenico (TN)), le azioni sismiche sulla struttura non risultano essere molto elevate. Poiché queste analisi sono svolte a scopo di ricerca si sceglie di ipotizzare anche il caso in cui l'edificio si trovi in un'altra zona, a sismicità più elevata, in modo da analizzare una situazione più sfavorevole. Quindi è stato studiato anche il comportamento dell'edificio utilizzando lo spettro ottenuto per il comune di L'Aquila (AQ). In seguito sono riportate le verifiche sia nell'ipotesi che l'edificio sia localizzato nel comune di Stenico (TN) sia che sia localizzato nel comune di L'Aquila (AQ).

La verifica relativa alla combinazione sismica G1, X+, E0 è stata riportata nel dettaglio, mentre i risultati delle altre combinazioni sono stati presentati in forma tabellare. Le curve di risposta globale del sistema a multigradi di libertà (MDOF) sono state ricondotte a delle curve equivalenti ad un singolo grado di libertà e successivamente sono state bilinearizzate. In Figura 136 si può vedere come è stata ottenuta la bilineare equivalente per la combinazione G1, X+, E0.

Le curve di risposta bilinearizzate sono state riportate nel piano ADRS unitamente allo spettro di domanda. Le verifiche sono state condotte confrontando la capacità e la domanda di spostamento per ogni stato limite come segue:

- Per lo stato limite di collasso (SLC) sono state utilizzate le curve bilinearizzate ottenute in precedenza e lo spettro di risposta con tempo di ritorno di 975 anni;
- Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), invece, lo spostamento delle bilineari precedentemente definite (SLC) è stato ridotto del 25%, mentre il tempo di ritorno utilizzato per determinare lo spettro è di 475 anni;
- Per lo stato limite di danno (SLD) è stato utilizzato lo spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, comunque maggiore allo spostamento per cui si raggiunge i $\frac{3}{4}$ del taglio alla base massimo. Lo spettro è stato scelto considerando un tempo di ritorno di 50 anni;
- La verifica allo stato limite di operatività, invece, è stata svolta utilizzando uno spostamento corrispondente a $\frac{2}{3}$ di quello SLD e considerando un tempo di ritorno di 30 anni.

In Figura 137 e Figura 138 sono riportati grafici relativi alle verifiche della combinazione G1, X+, E0 nelle due ipotesi di localizzazione dell'edificio (Stenico (TN) oppure L'Aquila (AQ)). In Tabella 43 e Tabella 44 sono riportati i risultati di tutte le combinazioni analizzate.

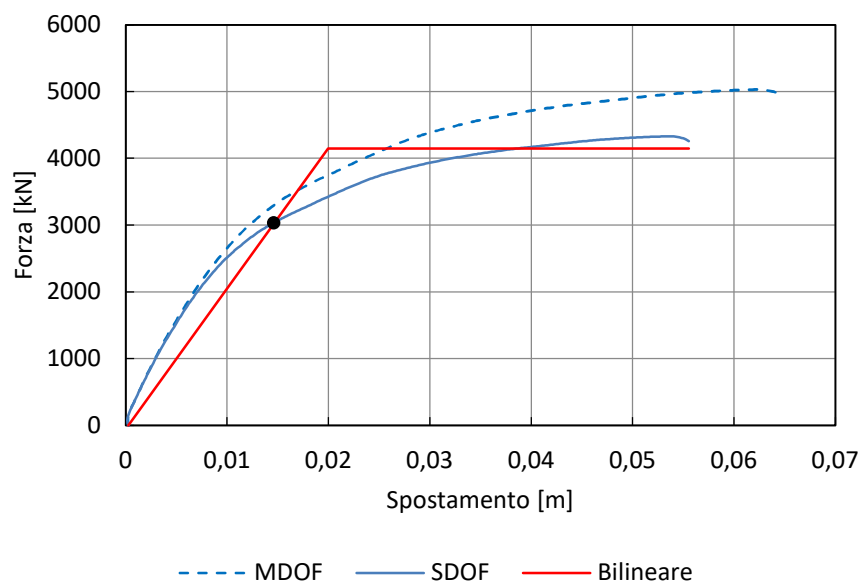
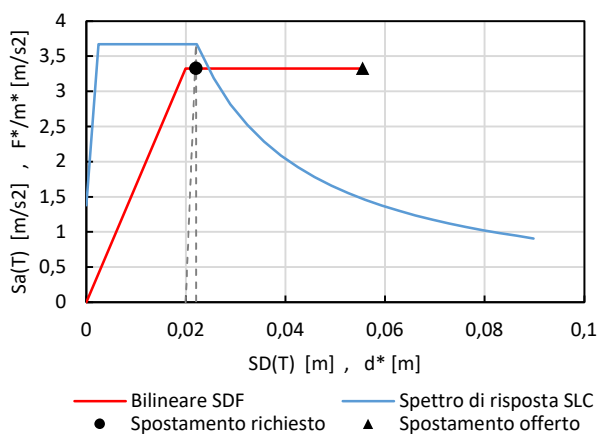
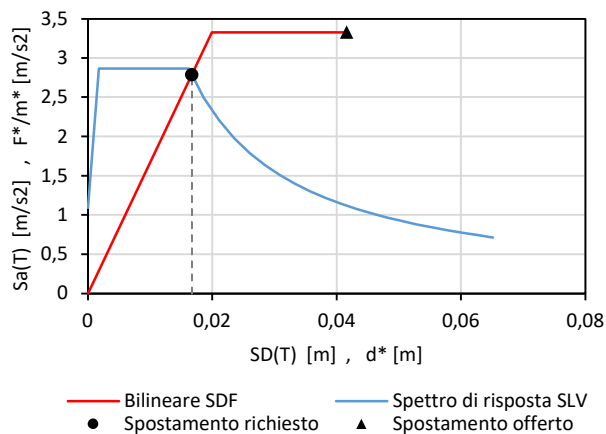


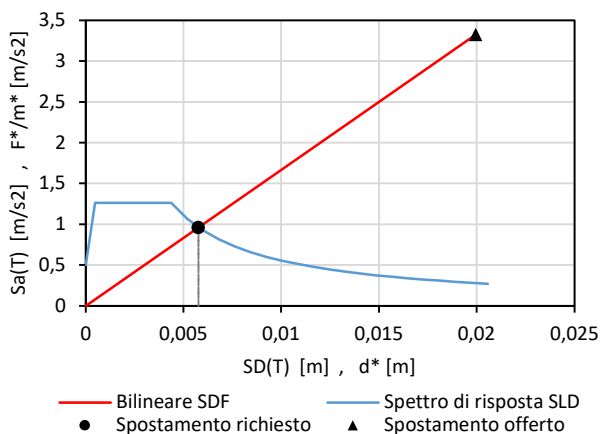
Figura 136: Curve pushover MDF, SDF e bilineare equivalente dell'edificio rinforzato (II intervento), configurazione G1, X+, E0



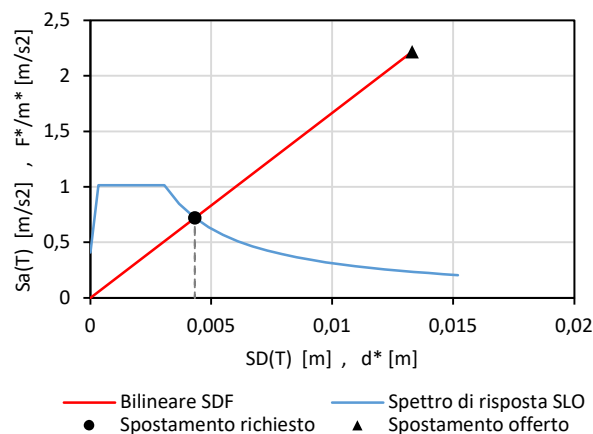
a) Verifica SLC



b) Verifica SLV

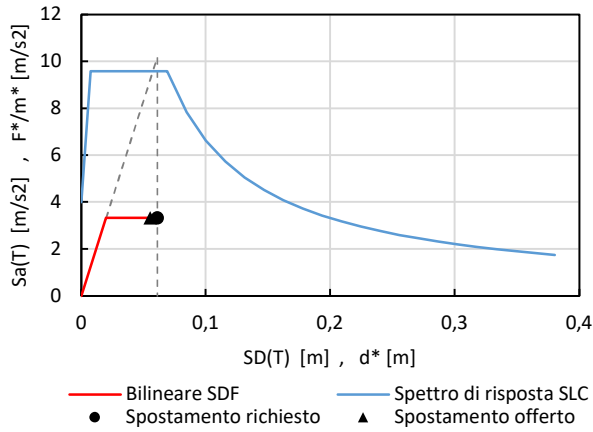


c) Verifica SLD

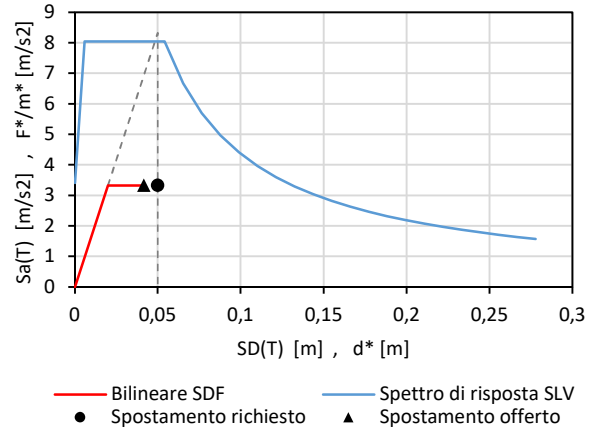


d) Verifica SLO

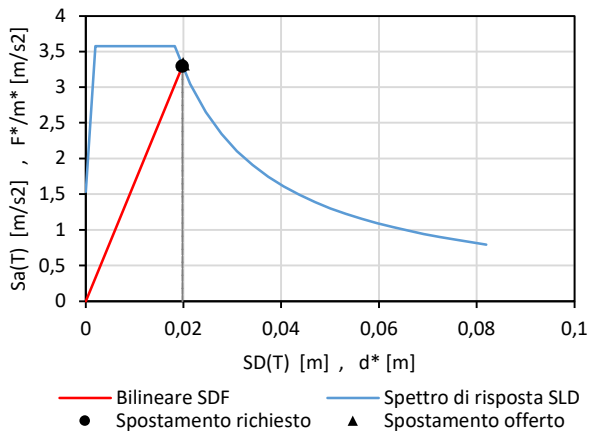
Figura 137: Grafici relativi alle verifiche dell'edificio rinforzato (II intervento) per ogni stato limite, configurazione G1, X+, E0, Stenico (TN)



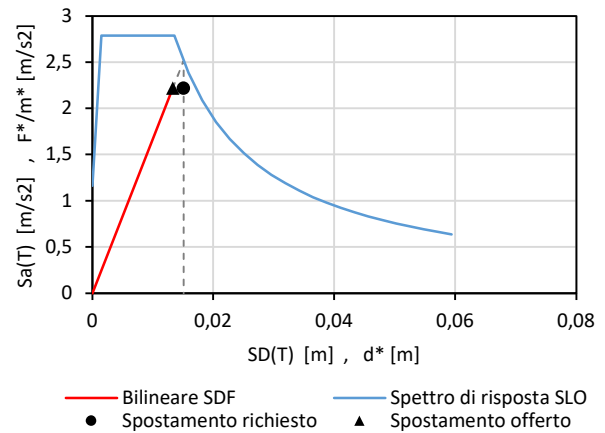
a) Verifica SLC



b) Verifica SLV



c) Verifica SLD



d) Verifica SLO

Figura 138: Grafici relativi alle verifiche dell'edificio rinforzato (II intervento) per ogni stato limite, configurazione G1, X+, E0, L'Aquila (AQ)

Tabella 43: Verifiche edificio rinforzato (II intervento) Stenico (TN)

Analisi	d*max/d*u				Verifica			
	SLC	SLV	SLD	SLO	SLC	SLV	SLD	SLO
G1_X+_E0	0,397	0,401	0,289	0,325	SI	SI	SI	SI
G1_X+_E+	0,391	0,406	0,299	0,336	SI	SI	SI	SI
G1_X+_E-	0,376	0,379	0,274	0,309	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E0	0,391	0,402	0,332	0,373	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E+	0,346	0,357	0,312	0,351	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E-	0,427	0,441	0,312	0,351	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E0	0,247	0,257	0,242	0,273	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E+	0,204	0,212	0,257	0,289	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E-	0,247	0,257	0,243	0,274	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E0	0,209	0,217	0,267	0,301	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E+	0,236	0,246	0,285	0,320	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E-	0,296	0,309	0,275	0,309	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E0	0,342	0,345	0,299	0,336	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E+	0,382	0,385	0,301	0,338	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E-	0,349	0,351	0,296	0,334	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E0	0,328	0,330	0,327	0,368	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E+	0,374	0,377	0,330	0,371	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E-	0,333	0,335	0,322	0,362	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E0	0,341	0,344	0,286	0,322	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E+	0,336	0,338	0,284	0,319	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E-	0,271	0,273	0,291	0,327	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E0	0,334	0,337	0,327	0,368	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E+	0,320	0,322	0,313	0,352	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E-	0,287	0,289	0,311	0,350	SI	SI	SI	SI

Tabella 44: Verifiche edificio rinforzato (II intervento) L'Aquila (AQ)

Analisi	d*max/d*u				Verifica			
	SLC	SLV	SLD	SLO	SLC	SLV	SLD	SLO
G1_X+_E0	1,100	1,199	0,991	1,134	NO	NO	SI	NO
G1_X+_E+	1,103	1,199	1,025	1,173	NO	NO	NO	NO
G1_X+_E-	1,054	1,153	0,941	1,077	NO	NO	SI	NO
G1_X-_E0	1,131	1,227	1,138	1,302	NO	NO	NO	NO
G1_X-_E+	0,991	1,076	1,070	1,225	SI	NO	NO	NO
G1_X-_E-	1,201	1,306	1,070	1,225	NO	NO	NO	NO
G2_X+_E0	0,726	0,784	0,800	0,936	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E+	0,618	0,664	0,808	0,945	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E-	0,719	0,778	0,820	0,956	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E0	0,637	0,685	0,834	0,975	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E+	0,742	0,794	0,852	0,997	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E-	0,901	0,970	0,871	1,019	SI	SI	SI	NO
G1_Y+_E0	0,974	1,055	1,025	1,174	SI	NO	NO	NO
G1_Y+_E+	1,089	1,179	1,031	1,180	NO	NO	NO	NO
G1_Y+_E-	0,994	1,075	1,017	1,164	SI	NO	NO	NO
G1_Y-_E0	0,934	1,010	1,122	1,284	SI	NO	NO	NO
G1_Y-_E+	1,065	1,152	1,132	1,296	NO	NO	NO	NO
G1_Y-_E-	0,949	1,027	1,104	1,263	SI	NO	NO	NO
G2_Y+_E0	0,973	1,053	0,981	1,123	SI	NO	SI	NO
G2_Y+_E+	0,957	1,035	0,974	1,114	SI	NO	SI	NO
G2_Y+_E-	0,772	0,835	0,997	1,141	SI	SI	SI	NO
G2_Y-_E0	0,953	1,031	1,121	1,283	SI	NO	NO	NO
G2_Y-_E+	0,910	0,985	1,072	1,227	SI	SI	NO	NO
G2_Y-_E-	0,816	0,884	1,068	1,223	SI	SI	NO	NO

Dalle tabelle si può notare come, nel primo caso, utilizzando lo spettro previsto per il comune di Stenico (TN), tutte le analisi vengano verificate. Utilizzando lo spettro di L'Aquila (AQ), invece, la maggior parte delle analisi risulta ancora non verificata. Tuttavia, l'intervento di rinforzo permette di migliorare notevolmente il comportamento della struttura, espresso in termini di rapporto tra spostamento richiesto e offerto. Confrontando i risultati dell'intervento con quelli ottenuti per lo stato di fatto e per l'INTERVENTO I si può notare un netto miglioramento.

4.2.5 Verifiche locali

Poiché nel caso studio in esame tutte le pareti perimetrali in sommità all'edificio risultano essere caratterizzate da uno spessore relativamente elevato e dalla presenza del carico del solaio di copertura, le verifiche locali risultano soddisfatte con il solo intervento di rinforzo dei solai (capitolo 4.1.5). L'applicazione dei pannelli in CLT ai livelli inferiori permette inoltre di impedire ulteriormente l'attivazione di meccanismi locali, incrementando la resistenza fuori piano dei pannelli murari e migliorando il livello di collegamento tra pareti e diaframmi.

4.2.6 Calcolo della classe di rischio sismico

A seguito delle analisi effettuate, è stata calcolata la classe di rischio sismico per l'edificio in questione attraverso il metodo convenzionale suggerito dalle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni D.M. 58 del 2017 [27], sia nell'ipotesi in cui l'edificio si trovi a Stenico (TN), sia che si trovi a L'Aquila (AQ). L'indice di sicurezza SLV (IS-V) è stato determinato come rapporto tra la PGAD e la PGAC mentre la perdita media annua attesa (PAM) è stata calcolata come area sottesa alla curva dei costi di ricostruzione (CR) per i vari stati limite. In Figura 139 e Figura 140 si riportano le curve che individuano la PAM relative alla combinazione sismica G1, X+, E0 per i due differenti siti analizzati. Si riportano invece in Tabella 45 e Tabella 46 i risultati relativi a tutte le combinazioni.

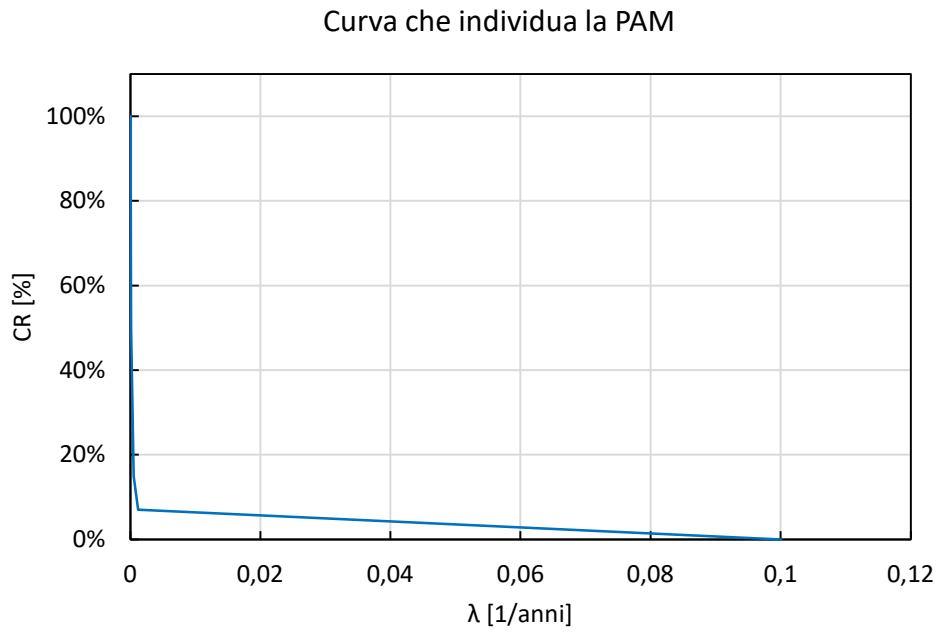


Figura 139: Curva che individua la PAM dell'edificio rinforzato (INTERVENTO II), configurazione G1, X+, E0, Stenico (TN)

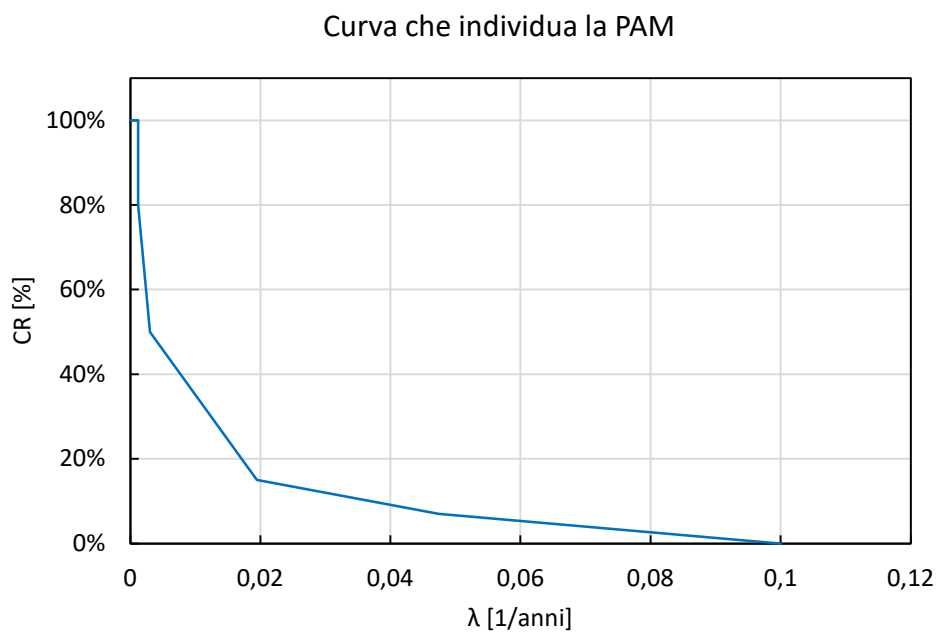


Figura 140: Curva che individua la PAM dell'edificio rinforzato (INTERVENTO II), configurazione G1, X+, E0, L'Aquila (AQ)

Tabella 45: Risultati indice ISV e PAM, Stenico (TN)

Analisi	ISV		PAM		C.R.S.
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
G1_X+_E0	249%	A+	0,38%	A+	A+
G1_X+_E+	247%	A+	0,38%	A+	A+
G1_X+_E-	264%	A+	0,37%	A+	A+
G1_X-_E0	249%	A+	0,39%	A+	A+
G1_X-_E+	280%	A+	0,38%	A+	A+
G1_X-_E-	227%	A+	0,39%	A+	A+
G2_X+_E0	389%	A+	0,36%	A+	A+
G2_X+_E+	471%	A+	0,37%	A+	A+
G2_X+_E-	389%	A+	0,36%	A+	A+
G2_X-_E0	461%	A+	0,37%	A+	A+
G2_X-_E+	407%	A+	0,37%	A+	A+
G2_X-_E-	324%	A+	0,37%	A+	A+
G1_Y+_E0	290%	A+	0,38%	A+	A+
G1_Y+_E+	260%	A+	0,38%	A+	A+
G1_Y+_E-	285%	A+	0,38%	A+	A+
G1_Y-_E0	303%	A+	0,38%	A+	A+
G1_Y-_E+	266%	A+	0,39%	A+	A+
G1_Y-_E-	298%	A+	0,38%	A+	A+
G2_Y+_E0	291%	A+	0,37%	A+	A+
G2_Y+_E+	296%	A+	0,37%	A+	A+
G2_Y+_E-	366%	A+	0,37%	A+	A+
G2_Y-_E0	297%	A+	0,38%	A+	A+
G2_Y-_E+	311%	A+	0,38%	A+	A+
G2_Y-_E-	346%	A+	0,38%	A+	A+

Tabella 46: Risultati indice ISV e PAM, L'Aquila (AQ)

Analisi	ISV		PAM		C.R.S.
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
G1_X+_E0	83%	A	1,27%	B	B
G1_X+_E+	83%	A	1,35%	B	B
G1_X+_E-	87%	A	1,15%	B	B
G1_X-_E0	81%	A	1,64%	C	C
G1_X-_E+	93%	A	1,43%	B	B
G1_X-_E-	77%	B	1,48%	B	B
G2_X+_E0	127%	A+	0,85%	A	A
G2_X+_E+	151%	A+	0,84%	A	A
G2_X+_E-	129%	A+	0,88%	A	A
G2_X-_E0	146%	A+	0,89%	A	A
G2_X-_E+	126%	A+	0,93%	A	A
G2_X-_E-	103%	A+	1,00%	A	A
G1_Y+_E0	95%	A	1,31%	B	B
G1_Y+_E+	85%	A	1,36%	B	B
G1_Y+_E-	93%	A	1,30%	B	B
G1_Y-_E0	99%	A	1,55%	C	C
G1_Y-_E+	87%	A	1,61%	C	C
G1_Y-_E-	97%	A	1,50%	C	C
G2_Y+_E0	95%	A	1,21%	B	B
G2_Y+_E+	97%	A	1,19%	B	B
G2_Y+_E-	120%	A+	1,21%	B	B
G2_Y-_E0	97%	A	1,55%	C	C
G2_Y-_E+	102%	A+	1,41%	B	B
G2_Y-_E-	113%	A+	1,38%	B	B

L'edificio caso studio, localizzato a Stenico (TN), ricade nella *Classe di rischio A+*, determinata come il minimo tra la classe corrispondente all'*Indice di sicurezza allo SLV (Classe ISV)* e la classe corrispondente alla *Perdita Media Annuata Attesa PAM (Classe PAM)*. Invece, nel caso in cui viene utilizzato come input lo spettro previsto per il comune di L'Aquila, l'edificio ricade nella *Classe di rischio C*. Si può notare quindi un incremento di tre classi di rischio sismico (da F a C) per quanto riguarda l'ipotesi di edificio localizzato a L'Aquila (AQ) e di quattro classi (da D ad A+) nell'ipotesi di edificio localizzato a Stenico (TN). Rispetto all'intervento di rinforzo dei solai (I intervento) si riscontra il miglioramento di una classe di rischio sismico (da D a C) nell'ipotesi di edificio localizzato a L'Aquila (AQ). Le verifiche locali risultano soddisfatte in entrambi i siti e non incidono sulla determinazione della classe di rischio sismico, a differenza di quanto accadeva per lo stato di fatto.

4.2.7 Classificazione energetica

In modo analogo a quanto fatto per lo stato di fatto e per gli altri livelli di intervento, è stata calcolata la classe energetica dell'edificio a seguito degli interventi proposti. Data l'elevata dimensione della struttura e il diverso numero di analisi da affrontare, si è scelto di procedere al calcolo con l'ausilio di un programma open source rilasciato su richiesta in licenza da parte di Aermec S.p.a. Il programma MC11300 è un software certificato dal Comitato Termotecnico Italiano (CTI), e permette di determinare la prestazione energetica ed elaborarne l'attestato (APE) secondo lo schema nazionale.

Il livello di INTERVENTO II prevede di intervenire in modo integrato sui solai di interpiano, sulla copertura e sulle pareti, migliorando sia il comportamento strutturale che quello energetico dell'edificio. Il pacchetto migliorativo destinato a incrementare le proprietà termo-fisiche della copertura è stato progettato imponendo i limiti previsti da normativa per la fascia climatica F. La trasmittanza limite è risultata di $0,22\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$. La stratigrafia migliorativa che è stata scelta per la copertura è già stata presentata nel capitolo 4.1 (Figura 106).

Per quel che riguarda le superfici opache verticali, sono state applicate due soluzioni: coibentazione interna sulle pareti in sommità all'edificio e pannelli in CLT combinati con uno strato di isolante sulle pareti inferiori. Si riporta nella Figura 141 il dettaglio della parete su cui viene applicata la soluzione integrata composta dal pannello in CLT di rinforzo e dallo strato di isolante:



Figura 141: Dettaglio coibentazione nelle soluzioni di rinforzo integrate con pannelli in CLT

Per le due soluzioni è stato proposto l'utilizzo di diversi materiali isolanti, quali: Aeropan, EPS100 Grafite, pannelli in fibra di legno e pannelli in fibra di canapa. In Tabella 47, si riportano gli spessori di riferimento per diversi materiali utilizzabili, nell'ipotesi di mantenere le proprietà termo-fisiche del pacchetto simili tra loro. Poiché l'installazione viene effettuata dall'interno, il materiale isolante deve essere scelto cercando di minimizzare lo spessore. Nella scelta dei materiali però vanno effettuate anche altre considerazioni, tra cui quelle di tipo economico.

Tabella 47: Caratteristiche installazioni e spessori isolanti

Installazione	Livelli	Tipologia isolante	Spessore isolante [mm]
Pannelli CLT	0, 1, 2	Aeropan	30
		EPS 100 G	62
		Fibra di legno	96
		Fibra di canapa	76
Coibentazione interna	3, 4	EPS 100 G	70
		Fibra di legno	116
		Lana di pecora	80
		Fibra di canapa	92

L'applicazione della nuova stratigrafia porta a un miglioramento non indifferente delle prestazioni dell'edificio nel suo complesso. La classe energetica dell'edificio passa da G a D sia nell'ipotesi di localizzazione dell'edificio a Stenico (TN) che a L'Aquila (AQ), come illustrato in Figura 142 e Figura 143.

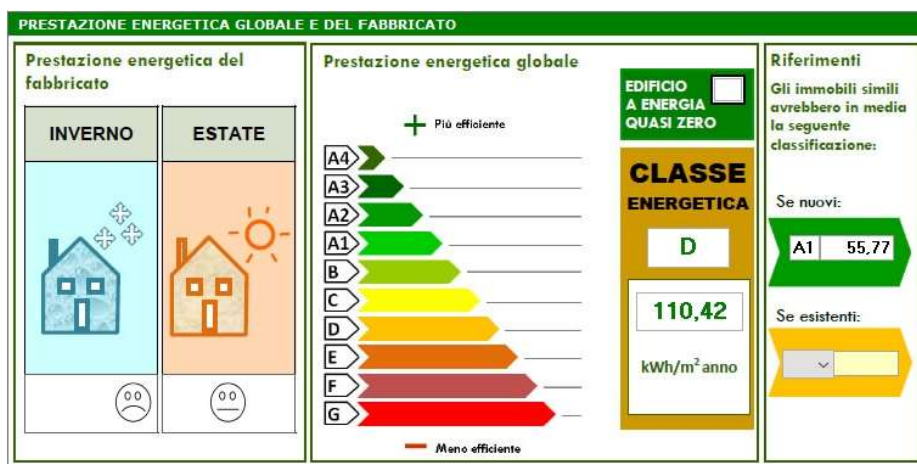


Figura 142: Prestazione energetica, Stenico (TN)

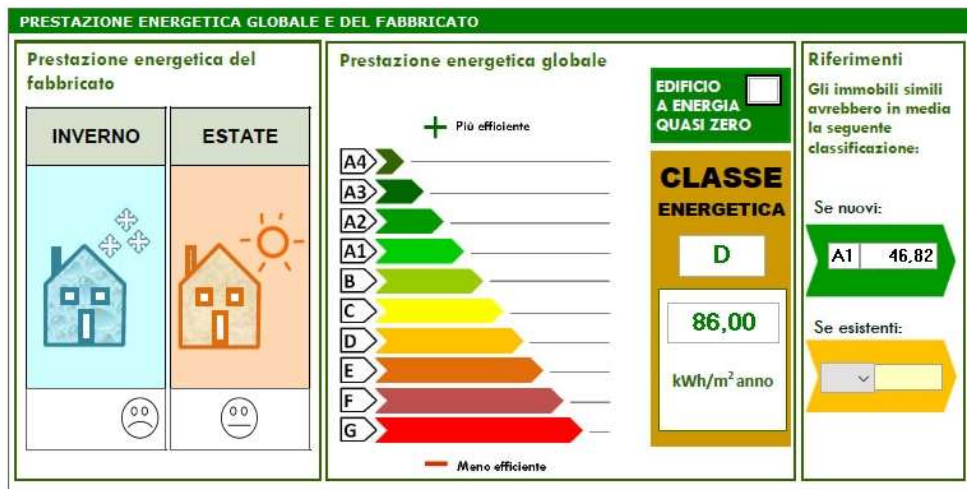


Figura 143: Prestazione energetica, L'Aquila (AQ)

4.2.8 Analisi dei costi e dei tempi di lavorazione

Al fine di quantificare i costi di intervento connessi al rinforzo delle pareti verticali, secondo ciò che prevede l'intervento di II livello, è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con l'Elenco Prezzi della Provincia Autonoma di Trento [35] e, per le voci non presenti su questo documento, si è invece fatto riferimento ai prezzi commerciali forniti dai singoli produttori. Le voci computate sono relative a tutti gli interventi di tipo strutturale, di demolizione, di miglioramento energetico e di finitura. Eccetto dove viene segnalato diversamente, ogni prezzo unitario si intende comprensivo sia del costo della fornitura che di quello della posa in opera. Anche in questo caso, per ogni voce è stata poi scorporata, in modo semplificato, la percentuale di manodopera. In questo modo, ipotizzando una squadra di cantiere tipo, composta da un operaio specializzato, un operaio qualificato e un operaio semplice (dal costo totale di 102,31 €/h), è stato possibile stimare in prima approssimazione le tempistiche della lavorazione in esame per la sua applicazione su tutto l'edificio.

Nella Tabella 48 e nella Tabella 49, vengono riportate le analisi dei costi riguardanti l'utilizzo della tecnica basata sull'installazione di pannelli in CLT, rispettivamente con e senza l'applicazione dello strato di isolante. Per quanto riguarda il caso in cui viene previsto l'utilizzo del materiale coibentante, si noti, come già descritto per l'intervento di I livello, che il costo così determinato si riferisce, a titolo esemplificativo, unicamente alla soluzione che prevede l'impiego di isolante EPS100 Grafite. Tuttavia, il costo di tale soluzione di isolamento termico può essere considerato in prima approssimazione indicativo anche della soluzione che comprende l'utilizzo di altri materiali come pannelli in fibra di legno e pannelli in fibra di canapa. Invece, nel caso di utilizzo di Aeropan i costi relativi all'isolante risultano essere di molto superiori.

Tabella 48: Analisi dei costi dell'intervento di rinforzo delle pareti mediante pannelli in CLT senza isolante

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m²]	Quota manodopera [€/m²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Pannelli in CLT da 60 mm	100,66	40,65
Connettori	30,00	12,11
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	171,45	73,83

Tabella 49: Analisi dei costi dell'intervento di rinforzo delle pareti mediante pannelli in CLT con isolante

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m²]	Quota manodopera [€/m²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Pannelli in CLT da 60 mm	100,66	40,65
Connettori	30,00	12,11
Isolante EPS100 G	7,13	1,69
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	178,58	75,51

Qualora venga prevista la coibentazione dell'edificio, la soluzione di rinforzo con pannelli in CLT con isolante viene applicata sulle pareti esterne, mentre quella senza isolante sulle pareti interne. Inoltre, si ricorda che l'intervento di rinforzo prevede l'applicazione dei pannelli in CLT sui soli maschi murari delle pareti. Per questo, per quanto riguarda il rinforzo delle murature esterne dell'edificio, risulta necessario prevedere una soluzione di isolamento termico interno (dello stesso spessore totale della tecnica di rinforzo a base legno) anche per le fasce di piano di tali murature. In questo modo, da un lato, non vengono lasciate differenze di spessore lungo le pareti, mentre dall'altro lato, viene impedita la creazione di possibili ponti termici. Tale soluzione viene applicata anche sui piani non rinforzati dell'edificio (quelli costituiti da muratura in mattoni piani), in modo da rendere efficace la coibentazione dell'intera opera. Nella Tabella 50 viene riportata la stratigrafia, con i relativi costi, di tale intervento di isolamento interno.

Tabella 50: Analisi dei costi dell'intervento di isolamento interno delle pareti

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m²]	Quota manodopera [€/m²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Isolante EPS100 G	7,13	1,69
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	47,92	22,75

Il costo totale dell'intervento di II livello, nel caso in cui non venga previsto l'utilizzo dell'isolante termico, si compone di un totale di 302.809,25 € relativi all'applicazione dei pannelli in CLT. Di conseguenza l'intervento nel suo insieme (compreso il rinforzo dei solai e la sistemazione della copertura) prevede un costo di 896.500,45 €. Le corrispondenti tempistiche sono riportate nella Tabella 51:

Tabella 51: Tempistiche per l'intervento di recupero di II livello senza isolante

Numero squadre	Giorni
1 Squadra	487
2 Squadre	243
3 Squadre	162

Il costo totale dell'intervento di II livello, nel caso in cui venga invece previsto l'utilizzo dell'isolante termico, si compone di 341.928,80 € relativi all'applicazione dei pannelli in CLT. Di conseguenza l'intervento nel suo insieme (compreso il rinforzo dei solai e la sistemazione della copertura) prevede un costo di 935.620,01 €. Le corrispondenti tempistiche sono riportate nella Tabella 52:

Tabella 52: Tempistiche per l'intervento di recupero di II livello con isolante

Numero squadre	Giorni
1 Squadra	507
2 Squadre	254
3 Squadre	169

4.2.9 Riepilogo interventi e costi

Come precedentemente descritto, gli interventi considerati, per la progettazione di II livello, riguardano i solai, la copertura (entrambe descritte nel relativo capitolo) e le pareti verticali. Il processo di installazione del rinforzo sulle pareti prevede l'eventuale rimozione dell'intonaco interno,

l'applicazione di una membrana traspirante, il successivo rinforzo mediante l'applicazione di pannelli in CLT da 60 mm, l'eventuale applicazione di uno strato di isolante e la finitura, composta da un freno vapore, uno strato di cartongesso e la relativa finitura superficiale. Di seguito si riporta in Tabella 53 il riepilogo dei costi suddivisi per le opere strutturali, le opere di demolizione, quelle di efficientamento energetico e quelle di finitura. Si noti che, per conteggiare l'operazione più costosa, è stata analizzata la soluzione che prevede sia la coibentazione che la rimozione dell'intonaco. I costi sono poi stati anche adimensionalizzati in funzione dei metri quadri di superficie calpestabile (pari a circa 3.291 m²) ed in funzione della volumetria dell'edificio (pari a circa 9.399 m³).

Tabella 53: Riepilogo dei costi per l'intervento di II livello

Livello progettazione	Descrizione	Importo[€]	[€/m²]	[€/m³]
II livello	Opere strutturali	523.868	159,19	55,74
	Opere di demolizione	118.045	35,87	12,56
	Opere energetiche	22.556	6,85	2,40
	Opere di finitura	271.152	82,40	28,85
	Totale	935.620	284,31	99,54

Analogamente a quanto fatto per l'intervento di I livello, all'importo finale così calcolato devono essere aggiunti separatamente i costi riguardanti la sicurezza, già calcolati in precedenza per un valore totale di 23.997,26 € (relativo alle opere di cantierizzazione e di ponteggio esterno).

In aggiunta, come già anticipato, solamente qualora l'intervento sui solai preveda la demolizione dei tavolati lignei, deve essere considerata un'ulteriore aliquota di 51.773,75 €, necessaria per il puntellamento degli orizzontamenti interni, portando così gli oneri legati alla sicurezza ad un totale di 75.771,01 €.

4.3 Intervento di rinforzo dei solai e delle pareti (III livello)

La terza e ultima tipologia di intervento prevede il rinforzo dei solai, nella modalità descritta nel capitolo 4.1, unito ad un contemporaneo consolidamento delle pareti verticali in muratura di ogni piano, eseguito nuovamente mediante l'applicazione di un'unica tecnica, ovvero l'uso di pannelli di rinforzo in CLT.

4.3.1 Descrizione intervento

Il rinforzo eseguito mediante l'utilizzo di elementi lignei nella forma di pannelli in CLT è già stato ampiamente descritto nel capitolo precedente, ma vengono di seguito richiamati gli aspetti principali ed evidenziate le eventuali modifiche applicative.

Anche grazie ai dati ottenuti sperimentalmente [18] [39] [40], eseguendo prove come quella riportata in Figura 144, vengono previste le seguenti prestazioni dal sistema di rinforzo:

- Incremento della capacità portante sia nel piano che fuori dal piano del pannello murario;
- Incremento della capacità di deformazione post-picco;
- Variazione trascurabile della rigidezza.

In questo caso tutte le pareti, anche quelle costituite da mattoni pieni, vengono rinforzate allo stesso modo. Si tratta quindi di una soluzione maggiormente costosa, in termini di materiali e di posa in opera, di quella descritta nel capitolo precedente. L'obiettivo è quello di verificare quanto rinforzare con i pannelli in CLT il terzo livello della struttura incida sul comportamento sismico globale dell'edificio.

I pannelli in CLT vengono vincolati alla muratura utilizzando dei dispositivi puntuali di fissaggio a tassello di diversa tipologia [41], uniformemente distribuiti sulla superficie da consolidare (in un numero pari, nel caso in esame, a 3 al m²). Come già visto, nei piani inferiori con tessitura irregolare in pietra, vengono previste delle connessioni con ancorante chimico e tassello a calza. Questo tipo di ancoraggio non risulta necessario al terzo piano, ove la tessitura più regolare in mattoni pieni, permette l'utilizzo di connessioni a secco (connessione testata sperimentalmente [41], riportata in Figura 144), rendendo in questo modo reversibile l'applicazione del rinforzo per questo livello.

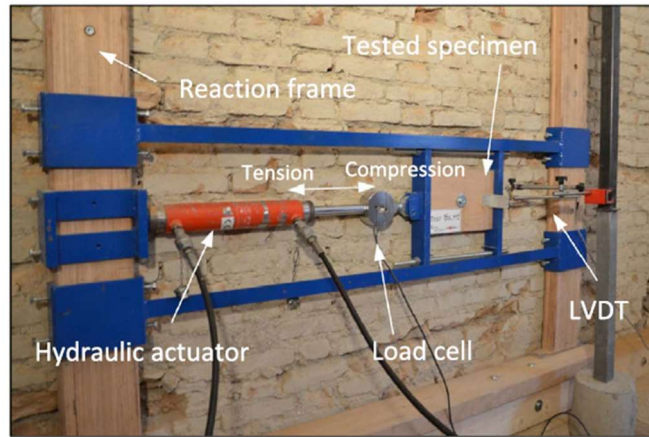


Figura 144: Test su connessione per pannello in CLT su muratura in mattoni [41]

Nella Figura 145 e nella Figura 146, sono riportate le stratigrafie, comprendenti anche le finiture, per i due casi di applicazione del rinforzo nell'opera in esame.

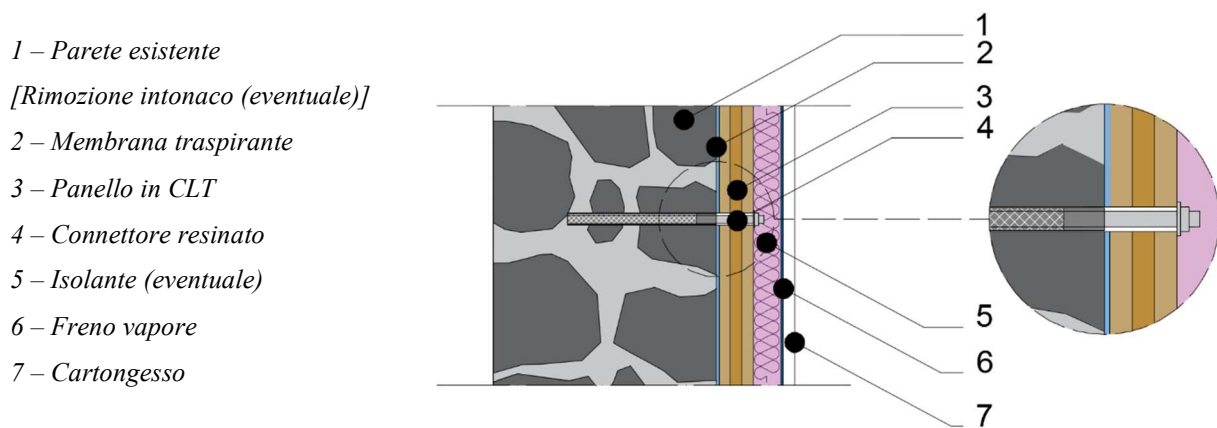


Figura 145: Stratigrafia dell'intervento con i pannelli in CLT nelle murature in pietra

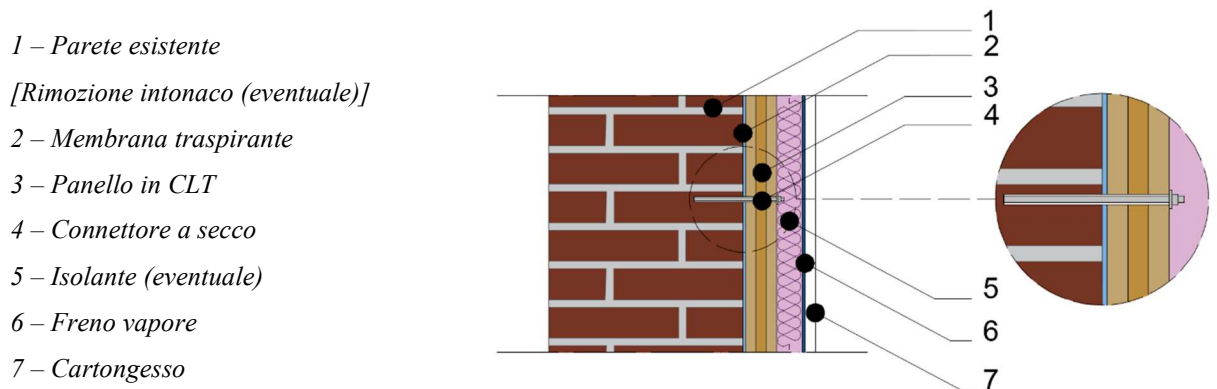


Figura 146: Stratigrafia dell'intervento con i pannelli in CLT nelle murature in mattoni

4.3.2 Impatto ambientale dei pannelli di rinforzo in CLT

Una volta definita la tipologia di tecnica di consolidamento usata per le murature su tutto l'edificio, si analizza, in modo semplificato, l'impatto ambientale di tale rinforzo, per poi confrontarlo con quello di altre tecniche tradizionali proposte dalla Circolare Esplicativa [14]. I dati di questa analisi sono ricavati da uno studio realizzato precedentemente sullo stesso edificio in esame.

La Figura 147 rappresenta le fasi principali del ciclo di vita considerate per la valutazione dei relativi impatti ambientali. Per quanto riguarda la fase di produzione, si è fatto riferimento, per i pannelli lignei, a dati forniti direttamente dai produttori, mentre per tutti gli altri materiali, a specifici database. I trasporti dei materiali e delle maestranze sono riferiti al caso oggetto di studio, assumendo delle distanze medie realistiche tra quelle dei reali produttori più vicini al sito. Per la fase di posa in opera è stata considerata sia la sottofase di preparazione del sito (ovvero la rimozione dell'intonaco, ipotizzata come sempre effettuata), sia quella di assemblaggio, in cui viene effettivamente messo in opera il sistema di rinforzo. Si noti che per tutte queste operazioni sono stati considerati solamente consumi di tipo elettrico. Infine, per il processo di dismissione, è stato considerato lo smontaggio del rinforzo oppure la demolizione dello stesso. Invece, per la fase di fine vita, lo scenario risulta in funzione del tipo di materiale considerato. Per quanto riguarda i pannelli lignei, la prima scelta consiste nel riutilizzo (qualora il pannello sia strutturalmente integro). La seconda consiste nella triturazione per produrre altri derivati del legno o prodotti da combustione. Solo per questo materiale si ha quindi un doppio scenario di fine vita: il riutilizzo e il riciclo (di cui per semplicità è stato considerata una percentuale pari al 100% per entrambi). Per quanto riguarda gli inerti come l'intonaco, il materiale proveniente dalle demolizioni viene processato per ottenere varie materie prime utilizzabili per la produzione di nuovi impasti o per sottofondi stradali. In questo caso si è considerata una percentuale di riciclo pari all'80%. Invece, i materiali ferrosi risultano essere quelli più riciclati al mondo, poiché non perdono nessuna delle loro caratteristiche fisiche intrinseche durante il processo di riciclo. Per questo è stato conteggiata una percentuale di riciclo pari al 100%.

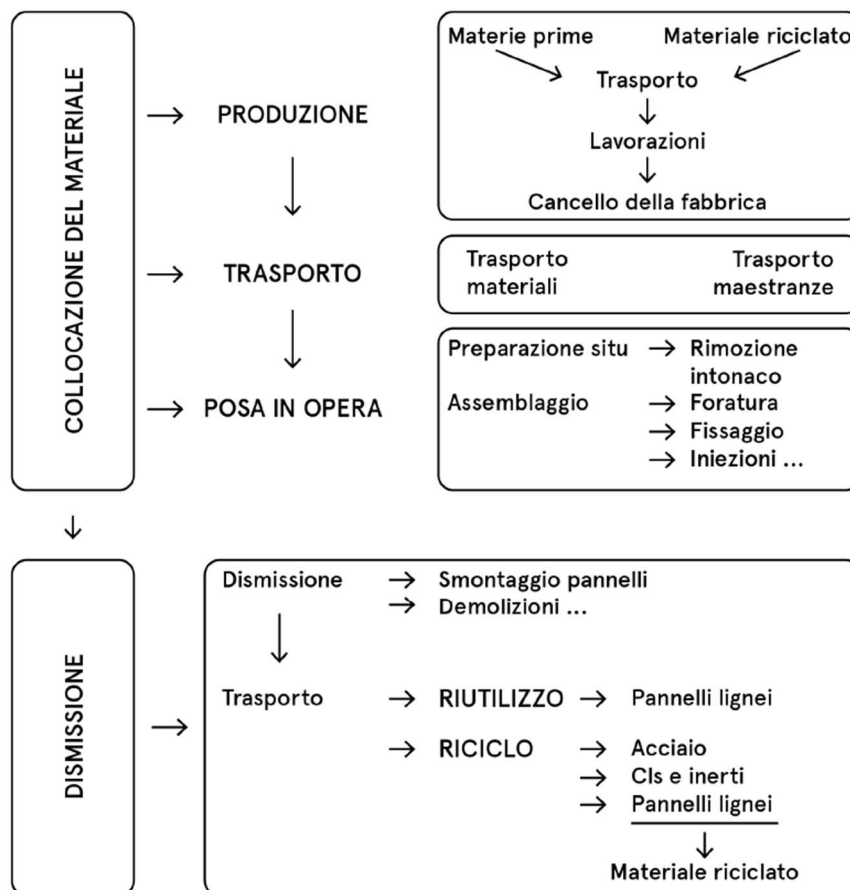


Figura 147: Fasi del ciclo di vita dei materiali

Di seguito vengono presentati i risultati ottenuti attraverso il metodo LCA e le assunzioni fatte per ottenerli. Si noti che per eseguire queste operazioni ci si è avvalsi dell'uso del software SISMAPRO. L'analisi si divide in due punti fondamentali: per prima cosa l'obiettivo è quello di stabilire quale combinazione di rinforzo con pannello in CLT sia la meno impattante sull'ambiente, facendo variare il tipo di connettori usati oppure la tessitura della muratura su cui il pannello è applicato. Una seconda fase, invece, confronta il risultato della precedente con le altre tecniche di rinforzo proposte dalla Circolare Esplicativa [14].

Per fare tutto ciò, ci si avvale del metodo di calcolo EPD 2013 (*Environmental Product Declarations*), determinando i seguenti sei indicatori fondamentali:

- AP [kg SO₂ eq.]: *acidification potential*. L'acidificazione è un processo che si verifica quando la capacità del suolo o dei liquidi di resistere e neutralizzare l'acidificazione atmosferica inizia a venire meno;
- EP [kg PO₄³⁻ eq.]: *eutrophication potential*. L'eutrofizzazione è un processo causato da un eccesso di introduzione nell'ecosistema di fertilizzanti contenenti azoto e fosforo;

- GWP [kg CO₂ eq.]: *global warming potential*. Il riscaldamento globale è un processo causato dall'aumento del gas nell'atmosfera che provoca l'effetto serra;
- POCP [kg C₂H₄ eq.]: *photochemical oxidant creation*. La produzione di ozono, negli strati più prossimi della terra, risulta essere molto dannosa per gli organismi viventi (tipica causa sono gli scarichi delle automobili);
- ODP [kg CFC-11 eq.]: *ozone-depleting gases*. L'assottigliamento dello strato di ozono è causato da emissioni antropogeniche di vari gas, utilizzati soprattutto come refrigeranti;
- ADPE [kg Sb eq.]: *abiotic resource depletion*. L'esaurimento delle risorse consiste nel consumo delle risorse non rinnovabili (come il petrolio), riducendone così la loro disponibilità per le generazioni future.

Come anticipato, la prima fase consiste nell'individuazione della configurazione di rinforzo meno impattante. Ogni configurazione viene nominata con una sigla composta nel seguente modo "RS 0 X CLT – Y", in cui "X" indica il tipo di tessitura rinforzata ("P"= muratura in pietra, "F"= muratura in mattoni), mentre "Y" indica il tipo di connettore utilizzato ("M", "N", "R", "S" e "T" riportati nella Figura 148).

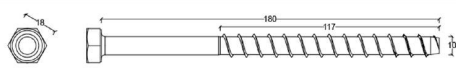


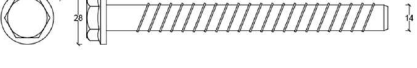

Disegno dimensionale		Denominazione commerciale	Sigla identificativa
		Heco MULTI-MONTI-plus S with Hexagon Head	M
		Heco MULTI-MONTI-plus S with Hexagon Head	N
		fischer ULTRACUT FBS II (US)	R
		fischer ULTRACUT FBS II (US)	S
		Heco MULTI-MONTI MMS-TC	T

Figura 148: Tipologie di connettori ipotizzati

Come ipotesi di fine vita viene inizialmente presa in considerazione solo quella relativa al riciclo. Ciò viene scelto in quanto il processo di riuso riguarda solo uno dei materiali presenti (ovvero il pannello ligneo) e anche perché intuitivamente quest'ultimo processo è meno impattante di quello relativo al riciclo.

Si esegue per primo il confronto mantenendo inalterate le caratteristiche della muratura (fissando in questo caso quella in mattoni pieni) e facendo variare la tipologia di connettore. Si noti che utilizzare

un connettore piuttosto che un altro non fa variare soltanto la quantità di materiale messo in opera, ma anche le lavorazioni, la quantità di energia e i relativi processi di trasporto e di fine vita. Si noti inoltre che i connettori “M” ed “R” sono stati raggruppati sotto un’unica sigla “M” poiché le loro caratteristiche sono molto simili. Per semplificare il report dei risultati, solamente due dei sei parametri vengono plottati con la suddivisione tra le varie fasi, mentre tutte gli altri vengono riportati in un grafico riassuntivo senza tener conto dei diversi contributi di ciascuna fase operativa.

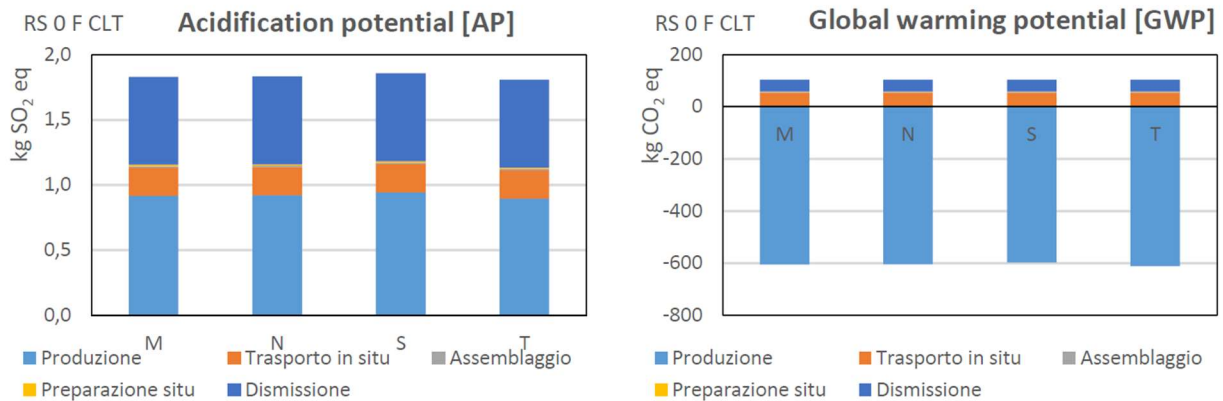


Figura 149: Valutazione dei singoli contributi relativo agli impatti dovuti all'utilizzo di diversi connettori

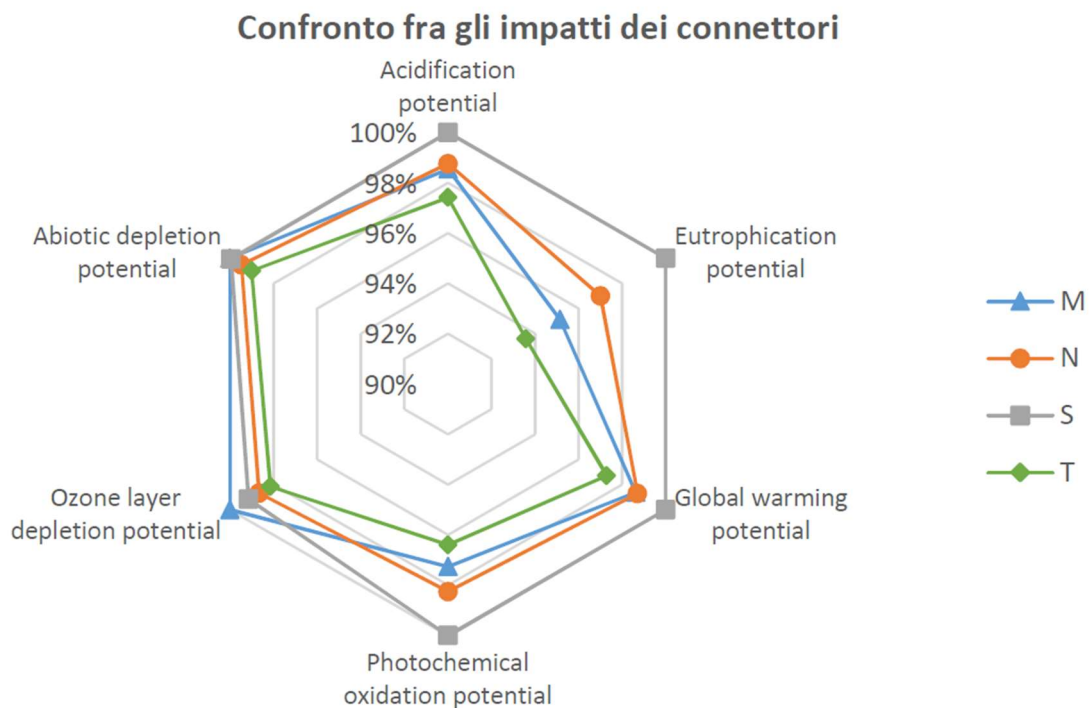


Figura 150: Grafico normalizzato relativo agli impatti dovuti all'utilizzo di diversi connettori

Dalla Figura 149 si nota come la maggior parte degli impatti siano dovuti al processo di produzione dei materiali (mediamente il 69%), mentre la seconda fase più significativa è quella relativa alla dismissione (mediamente il 18%), che comprende sia le operazioni di cantiere, che i trasporti, che il processo di riciclo vero e proprio.

Dalla Figura 150 si evince come la tipologia di connettore che causa i minori impatti è quella identificata dalla sigla “T”, mentre la tipologia “S” risulta la più impattante tra quelle considerate. Nelle successive analisi viene quindi considerata unicamente la configurazione di rinforzo che prevede l’uso del connettore “T”.

Vista la prevalenza sugli impatti ambientali della fase di produzione dei materiali, sono stati analizzati separatamente i due parametri AP e GWP generati dai vari materiali. Dalla Figura 151, si può osservare che il pannello ligneo è nettamente il maggior responsabile degli impatti in tutte le categorie considerate (con l’eccezione del parametro GWP).

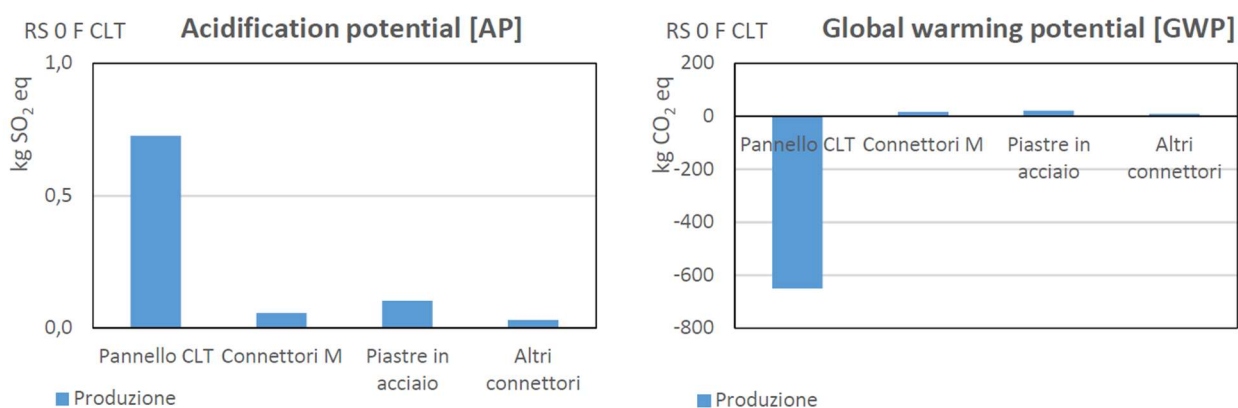


Figura 151: Valutazione dei singoli contributi relativo alla fase di produzione dei materiali

Un secondo confronto, di cui vengono omessi i grafici, viene effettuato tenendo fissa la tipologia connettore e facendo variare il tipo di supporto murario. Nonostante non si abbia la possibilità di scegliere il tipo di muratura su cui applicare il rinforzo, è importante notare le differenze di impatto ambientale legato al tipo di materiale che compone i pannelli. Le murature in pietra sono quelle che hanno l’impatto ambientale maggiore. Ciò è dovuto alla maggiore quantità di energia necessaria per mettere in opera il rinforzo sulla parete di consistenza più dura, ma anche al riciclo di una maggiore quantità di intonaco dovuto alla più elevata irregolarità di tale supporto.

Infine, la seconda fase di analisi prevede un confronto fra gli impatti relativi alle diverse tecniche di miglioramento strutturale di tipo tradizionale, individuate dalla Circolare Esplicativa [14]. Si considerano le seguenti soluzioni di rinforzo:

- inserimento di diatoni artificiali;
- iniezioni di miscele leganti;
- intonaco armato.

Quest'ultima tecnica è certamente la più impattante e perciò viene esclusa dal grafico in Figura 152, in cui è visibile come si differenziano gli impatti ambientali ottenuti per le diverse soluzioni tradizionali dal caso "RS 0 P CLT – T". Si noti come, per quest'ultimo caso, venga ottenuto un impatto minore per tutti i parametri eccetto che per POCP e ODP. La soluzione risulta allora leggermente meno impattante dei diatoni artificiali e leggermente più impattante delle iniezioni di miscele leganti.

Confronto con le tecniche di consolidamento proposte dalla Circolare 617

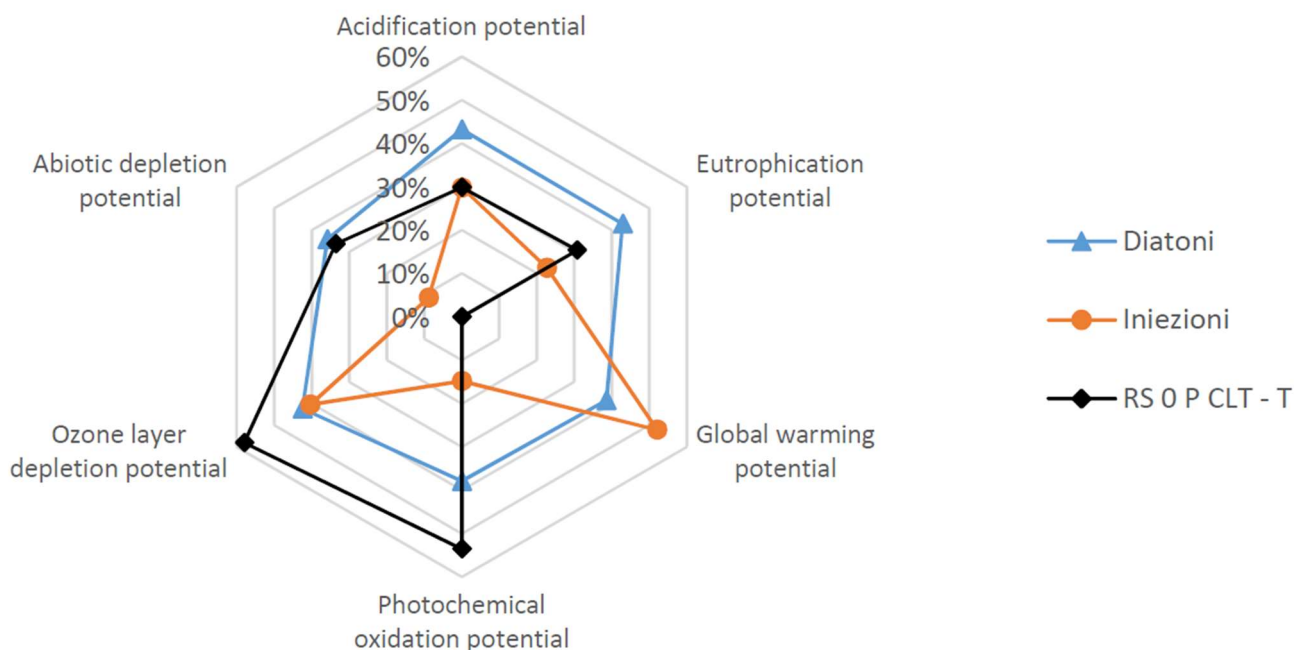


Figura 152: Grafico normalizzato relativo agli impatti dovuti all'utilizzo di diverse soluzioni di rinforzo

4.3.3 Modellazione strutturale intervento

La modellazione dell'intervento di rinforzo viene condotta in modo analogo al capitolo 4.2.2, dove era presente l'utilizzo di pannelli in CLT. Viene infatti aumentata, lavorando a livello delle cerniere plastiche, del 25% la capacità portante e del 30% la capacità di deformazione della struttura esistente. Non viene modificata la rigidità iniziale.

Si noti che le analisi globali, di seguito riportate, vengono realizzate nuovamente con l'utilizzo del solo software SAP2000, in quanto risulta essere l'unico dei due programmi previsti che permette di effettuare la modellazione appena descritta.

4.3.4 Analisi strutturale

Le analisi statiche non lineari (pushover) sono state condotte seguendo le indicazioni fornite dalle NTC 2018 [20]. I carichi verticali sono stati assegnati utilizzando la combinazione sismica. Le forze orizzontali sono state assegnate considerando due differenti distribuzioni: una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare (Gruppo 1, G1) e una distribuzione di forze secondaria, proporzionale alle masse dei vari piani, desunta da un andamento uniforme di accelerazione lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2, G2). I carichi sono stati applicati in entrambe le direzioni, considerando sia i versi positivi (X+ oppure Y+) che quelli negativi (X- oppure Y-). Sono state analizzate le 8 combinazioni di carico con eccentricità nulla (E0) e le 16 combinazioni che considerano l'effetto dell'eccentricità accidentale positiva e negativa (E+ oppure E-), per un totale di 24 combinazioni.

Come punto di controllo, analogamente a quanto fatto per lo stato di fatto, è stato scelto lo spostamento del solaio del terzo piano. La capacità di spostamento è stata valutata considerando il minimo valore di spostamento tra quello corrispondente ad un taglio residuo alla base pari all'80% del massimo e quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC di tutti i maschi murari appartenenti allo stesso livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

4.3.4.1 Modello a telaio equivalente (SAP2000)

Utilizzando il modello a telaio equivalente, realizzato con il software SAP2000, sono state effettuate 24 analisi considerando le differenti combinazioni di carico. Per brevità, si sceglie di riportare nel dettaglio i risultati relativi alla combinazione sismica G1, X+, E0 (combinazione di forze sismiche

appartenenti al Gruppo 1, applicate in direzione X con verso positivo e eccentricità accidentale nulla), analogamente a quanto fatto per lo stato di fatto. Per le altre combinazioni si può fare riferimento al capitolo 5.1 dove sono presentate le curve di capacità dell'edificio relative a tutti gli interventi di rinforzo.

Sono riportate in

Figura 153, Figura 154 e Figura 155 rispettivamente la deformata dell'edificio, la curva di capacità e la deformata di piano relative alla combinazione G1, X+, E0. Confrontando questi risultati con quelli ottenuti analizzando lo stato di fatto (presentati nel capitolo 2.3.1) e l'edificio rinforzato (I intervento e II intervento) si può notare il miglioramento del comportamento dell'edificio dovuto all'applicazione del rinforzo.

Come illustrato nel capitolo 4.1, l'aumento di rigidità dei solai lignei permette di ridistribuire le azioni taglianti, agenti su ogni maschio murario, a livello di piano. Ne consegue un aumento della capacità laterale e di spostamento della struttura. Si può notare, inoltre, come la deformata di piano risulti caratterizzata solamente da movimenti rigidi (traslazioni e rotazioni) e, a differenza di quanto accadeva nello stato di fatto, non vi siano delle deformazioni concentrate in corrispondenza di alcuna parete. L'incremento della capacità di deformazione e della resistenza dei maschi murari, garantita dal rinforzo delle pareti, permette di migliorare ulteriormente la risposta dell'edificio in termini di capacità laterale e di capacità di spostamento. Andando a rinforzare con i pannelli in CLT anche le pareti dell'ultimo piano (confronto tra II e III intervento) si nota nuovamente un ulteriore miglioramento del comportamento della struttura sia in termini di capacità di deformazione che in termini di capacità laterale.

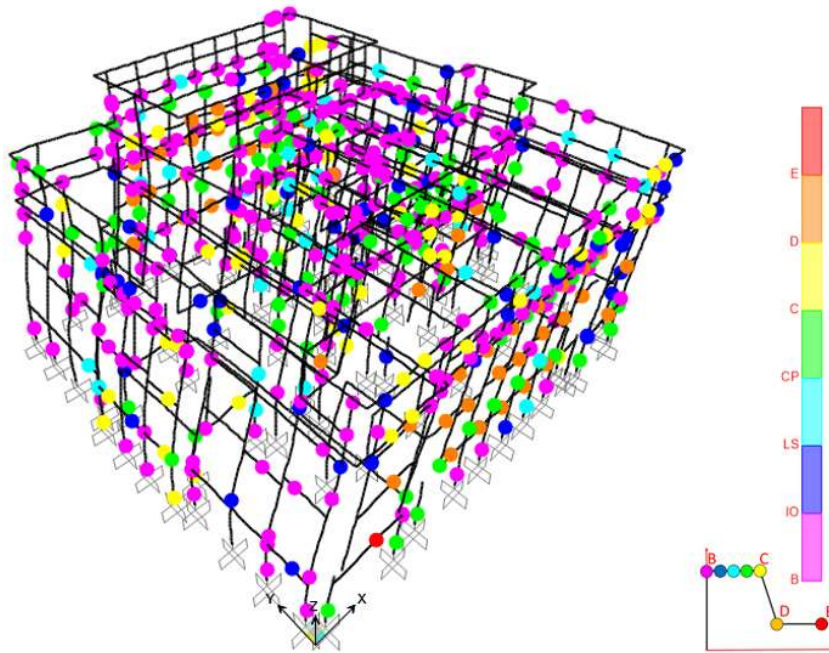


Figura 153: Deformata modello SAP2000 (configurazione G1, X+, E0)

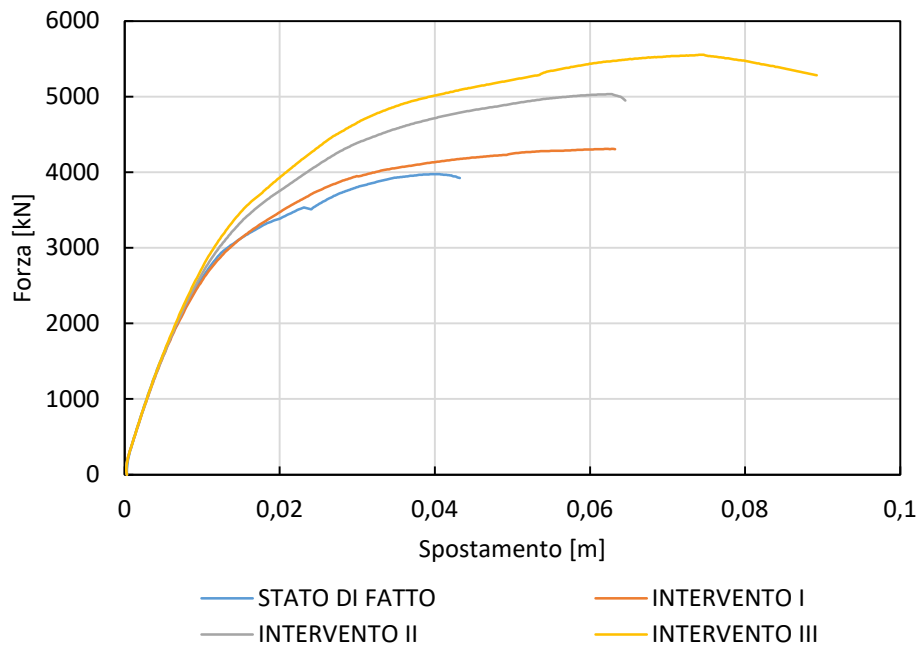
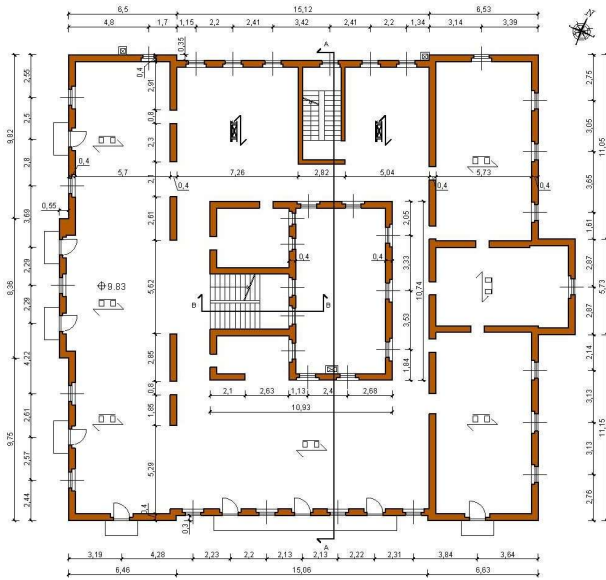
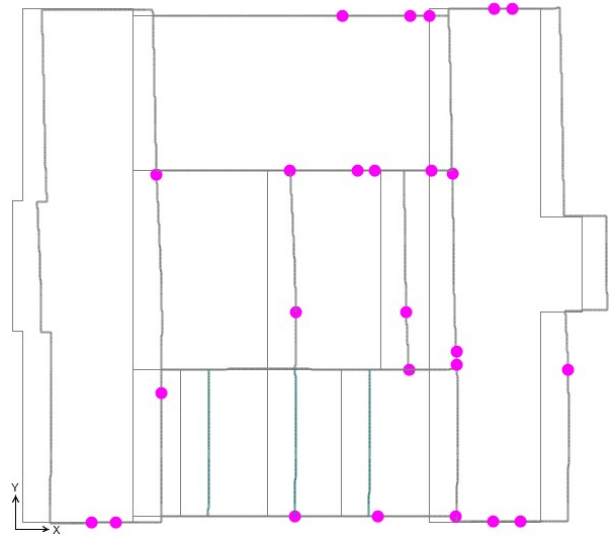


Figura 154: Curve pushover dello stato di fatto e dell'edificio rinforzato, ottenute con il modello SAP2000, configurazione G1, X+, E0

PIANTA PIANO TERZO



a) Pianta terzo piano



b) Deformata struttura

Figura 155: Deformata modello SAP2000 (III intervento, configurazione G1, X+, E0)

4.3.5 Verifica globale

La verifica dell'edificio in condizioni rinforzate è stata condotta facendo riferimento a quanto previsto dalle NTC 2018 [20]. Le curve di capacità ottenute dalle analisi precedenti (sistema a più gradi di libertà MDOF) devono essere ricondotte a delle curve ad un solo grado di libertà (SDOF). Successivamente, utilizzando il Metodo A [20], basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di ugual spostamenti o uguale energia, tali curve sono state bilinearizzate e riportate nel piano ADRS assieme allo spettro di domanda. Le verifiche sono state condotte confrontando la capacità e la domanda di spostamento.

Come indicato in precedenza, vista la bassa sismicità del sito (Stenico (TN)), le azioni sismiche sulla struttura non risultano essere molto elevate. Poiché queste analisi sono svolte a scopo di ricerca si sceglie di ipotizzare anche il caso in cui l'edificio si trovi in un'altra zona, a sismicità più elevata, in modo da analizzare una situazione più sfavorevole. È stato quindi studiato anche il comportamento dell'edificio utilizzando lo spettro ottenuto per il comune di L'Aquila (AQ). In seguito sono riportate le verifiche sia nell'ipotesi che l'edificio sia localizzato nel comune di Stenico (TN) sia che sia localizzato nel comune di L'Aquila (AQ).

La verifica relativa alla combinazione sismica G1, X+, E0 è stata riportata nel dettaglio, mentre i risultati delle altre combinazioni sono stati presentati in forma tabellare. Le curve di risposta globale del sistema a multigradi di libertà (MDOF) sono state ricondotte a delle curve equivalenti ad un singolo grado di libertà e successivamente sono state bilinearizzate. In Figura 156 si può vedere come è stata ottenuta la bilineare equivalente per la combinazione G1, X+, E0.

Le curve di risposta bilinearizzate sono state riportate nel piano ADRS unitamente allo spettro di domanda. Le verifiche sono state condotte confrontando la capacità e la domanda di spostamento per ogni stato limite come segue:

- Per lo stato limite di collasso (SLC) sono state utilizzate le curve bilinearizzate ottenute in precedenza e lo spettro di risposta con tempo di ritorno di 975 anni;
- Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), invece, lo spostamento delle bilineari precedentemente definite (SLC) è stato ridotto del 25%, mentre il tempo di ritorno utilizzato per determinare lo spettro è di 475 anni;
- Per lo stato limite di danno (SLD) è stato utilizzato lo spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, comunque maggiore allo spostamento per cui si raggiunge i $\frac{3}{4}$ del taglio alla base massimo. Lo spettro è stato scelto considerando un tempo di ritorno di 50 anni;
- La verifica allo stato limite di operatività, invece, è stata svolta utilizzando uno spostamento corrispondente a $\frac{2}{3}$ di quello SLD e considerando un tempo di ritorno di 30 anni.

In Figura 157 e Figura 158 sono riportati grafici relativi alle verifiche della combinazione G1, X+, E0 nelle due ipotesi di localizzazione dell'edificio (Stenico (TN) oppure L'Aquila (AQ)). In Tabella 54 e Tabella 55 sono riportati i risultati di tutte le combinazioni analizzate.

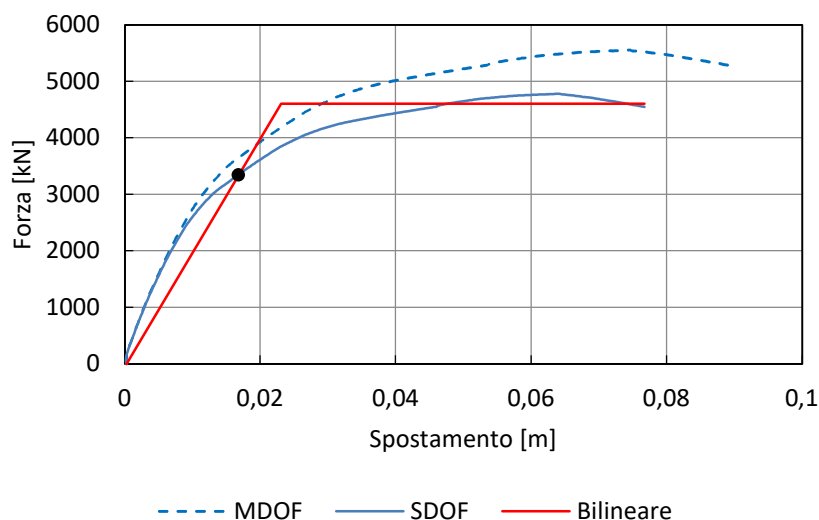
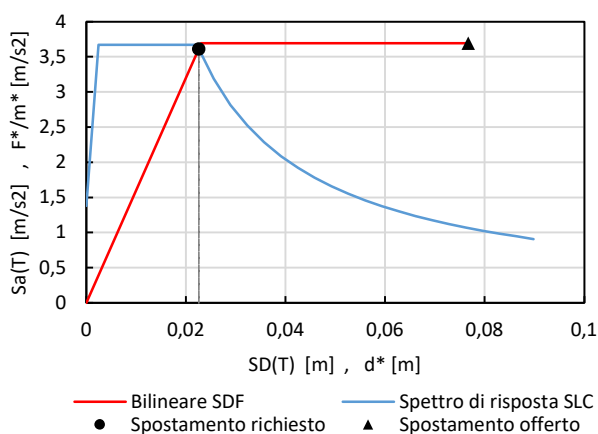
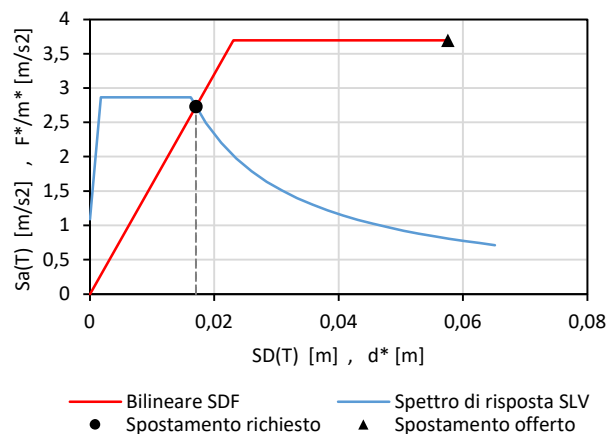


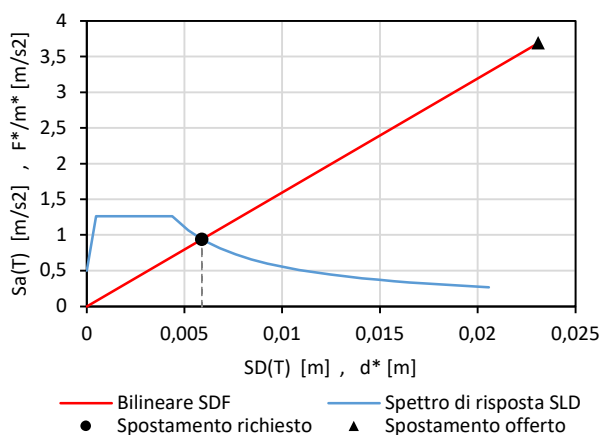
Figura 156: Curve pushover MDF, SDF e bilineare equivalente dello stato di fatto, configurazione G1, X+, E0



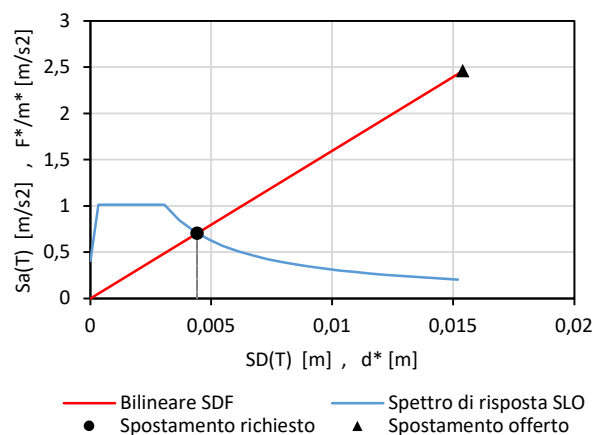
a) Verifica SLD



b) Verifica SLV

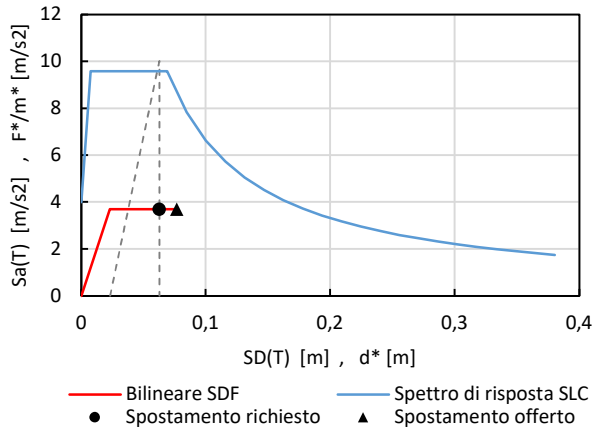


c) Verifica SLD

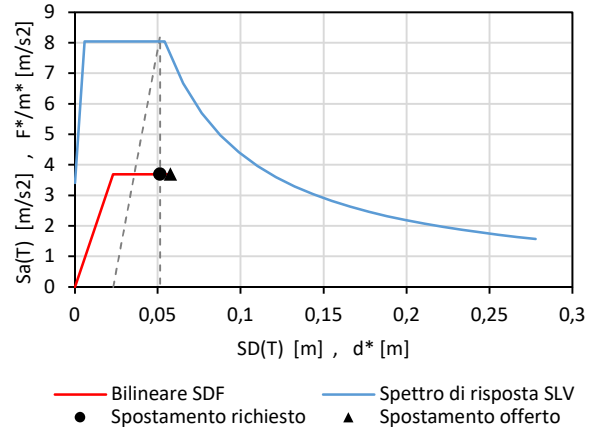


d) Verifica SLO

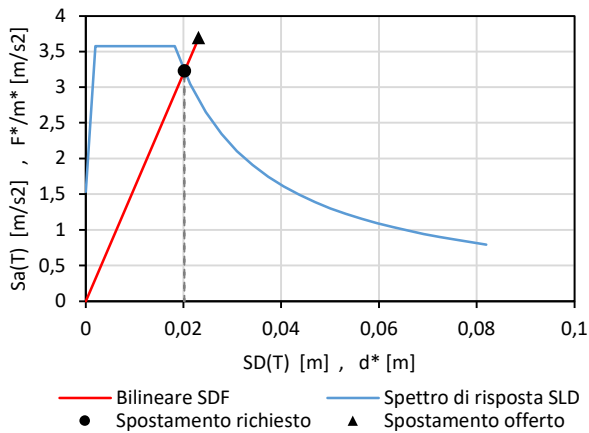
Figura 157: Grafici relativi alle verifiche dell'edificio rinforzato (III intervento) per ogni stato limite, configurazione G1, X+, E0, Stenico (TN)



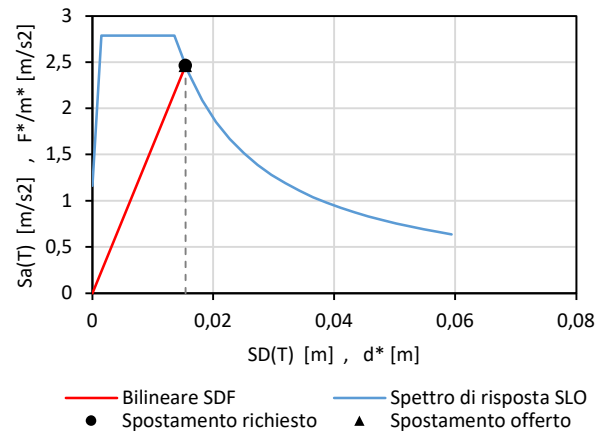
a) Verifica SLC



b) Verifica SLV



c) Verifica SLD



d) Verifica SLO

Figura 158: Grafici relativi alle verifiche dell'edificio rinforzato (III intervento) per ogni stato limite, configurazione G1, X+, E0, L'Aquila (AQ)

Tabella 54: Verifiche edificio rinforzato (III intervento) Stenico (TN)

Analisi	d*max/d*u				Verifica			
	SLC	SLV	SLD	SLO	SLC	SLV	SLD	SLO
G1_X+_E0	0,294	0,296	0,255	0,287	SI	SI	SI	SI
G1_X+_E+	0,269	0,277	0,267	0,300	SI	SI	SI	SI
G1_X+_E-	0,308	0,311	0,254	0,285	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E0	0,273	0,283	0,286	0,322	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E+	0,332	0,343	0,304	0,342	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E-	0,417	0,432	0,298	0,335	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E0	0,233	0,242	0,242	0,272	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E+	0,200	0,209	0,252	0,283	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E-	0,260	0,271	0,241	0,272	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E0	0,218	0,227	0,268	0,301	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E+	0,211	0,219	0,275	0,309	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E-	0,248	0,258	0,264	0,297	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E0	0,349	0,351	0,301	0,338	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E+	0,393	0,396	0,296	0,333	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E-	0,337	0,340	0,297	0,335	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E0	0,324	0,327	0,324	0,365	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E+	0,408	0,411	0,327	0,368	SI	SI	SI	SI
G1_Y-_E-	0,327	0,330	0,321	0,361	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E0	0,338	0,340	0,282	0,317	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E+	0,335	0,338	0,281	0,316	SI	SI	SI	SI
G2_Y+_E-	0,267	0,269	0,288	0,324	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E0	0,318	0,321	0,325	0,365	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E+	0,311	0,313	0,308	0,346	SI	SI	SI	SI
G2_Y-_E-	0,280	0,282	0,307	0,345	SI	SI	SI	SI

Tabella 55: Verifiche edificio rinforzato (III intervento) L'Aquila (AQ)

Analisi	d*max/d*u				Verifica			
	SLC	SLV	SLD	SLO	SLC	SLV	SLD	SLO
G1_X+_E0	0,816	0,892	0,874	1,000	SI	SI	SI	SI
G1_X+_E+	0,752	0,819	0,916	1,049	SI	SI	SI	NO
G1_X+_E-	0,864	0,945	0,870	0,995	SI	SI	SI	SI
G1_X-_E0	0,778	0,845	0,983	1,125	SI	SI	SI	NO
G1_X-_E+	0,964	1,045	1,044	1,195	SI	NO	NO	NO
G1_X-_E-	1,178	1,281	1,022	1,169	NO	NO	NO	NO
G2_X+_E0	0,691	0,744	0,782	0,914	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E+	0,608	0,653	0,784	0,917	SI	SI	SI	SI
G2_X+_E-	0,764	0,825	0,799	0,934	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E0	0,674	0,723	0,819	0,958	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E+	0,661	0,707	0,817	0,956	SI	SI	SI	SI
G2_X-_E-	0,752	0,809	0,833	0,975	SI	SI	SI	SI
G1_Y+_E0	0,993	1,075	1,031	1,180	SI	NO	NO	NO
G1_Y+_E+	1,120	1,212	1,016	1,163	NO	NO	NO	NO
G1_Y+_E-	0,961	1,040	1,020	1,168	SI	NO	NO	NO
G1_Y-_E0	0,924	1,000	1,113	1,274	SI	SI	NO	NO
G1_Y-_E+	1,162	1,258	1,122	1,285	NO	NO	NO	NO
G1_Y-_E-	0,933	1,009	1,102	1,261	SI	NO	NO	NO
G2_Y+_E0	0,962	1,041	0,968	1,108	SI	NO	SI	NO
G2_Y+_E+	0,955	1,033	0,962	1,102	SI	NO	SI	NO
G2_Y+_E-	0,761	0,824	0,987	1,130	SI	SI	SI	NO
G2_Y-_E0	0,907	0,981	1,114	1,275	SI	SI	NO	NO
G2_Y-_E+	0,887	0,960	1,056	1,208	SI	SI	NO	NO
G2_Y-_E-	0,796	0,862	1,053	1,205	SI	SI	NO	NO

Dalle tabelle si può notare come nel primo caso, utilizzando lo spettro previsto per il comune di Stenico (TN), tutte le analisi vengano verificate. Utilizzando lo spettro di L'Aquila (AQ), invece, alcune analisi risultano ancora non verificate. La verifica più gravosa risulta essere quella allo stato limite di operatività SLO, mentre la verifica allo stato limite di collasso SLC risulta non verificata solo in tre combinazioni. Si può notare che alcuni dei valori considerati sono molto vicini all'unità, per cui, in questi casi, il soddisfacimento o meno della verifica è puramente convenzionale. L'intervento di rinforzo permette di migliorare notevolmente il comportamento della struttura, espresso in termini di rapporto tra spostamento richiesto e offerto. Confrontando i risultati a seguito dell'intervento III con quelli ottenuti per lo stato di fatto e per il l'intervento I si può notare un netto miglioramento. Anche passando dal II al III livello di intervento il comportamento della struttura migliora, ma in maniera più contenuta.

4.3.6 Verifiche locali

Poiché nel caso studio in esame tutte le pareti perimetrali in sommità all'edificio risultano essere caratterizzate da uno spessore relativamente elevato e dalla presenza del carico del solaio di copertura, le verifiche locali risultano soddisfatte con il solo intervento di rinforzo dei solai (capitolo 4.1.5). L'applicazione di questa tecnica di rinforzo, tuttavia, permette di impedire ulteriormente l'attivazione di meccanismi locali, incrementando la resistenza fuori piano dei pannelli murari e migliorando il livello di collegamento tra pareti e diaframmi.

4.3.7 Calcolo della classe di rischio sismico

A seguito delle analisi effettuate, è stata calcolata la classe di rischio sismico per l'edificio in questione attraverso il metodo convenzionale suggerito dalle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni D.M. 58 del 2017 [27], sia nell'ipotesi in cui l'edificio si trovi a Stenico (TN) sia che si trovi a L'Aquila (AQ). L'indice di sicurezza SLV (IS-V) è stato determinato come rapporto tra la PGAD e la PGAC mentre la perdita media annua attesa (PAM) è stata calcolata come area sottesa alla curva dei costi di ricostruzione (CR) per i vari stati limite. In Figura 159 e Figura 160 si riportano le curve che individuano la PAM relative alla combinazione sismica G1, X+, E0 per i due differenti siti analizzati. Si riportano invece Tabella 56 e Tabella 57 i risultati relativi a tutte le combinazioni.

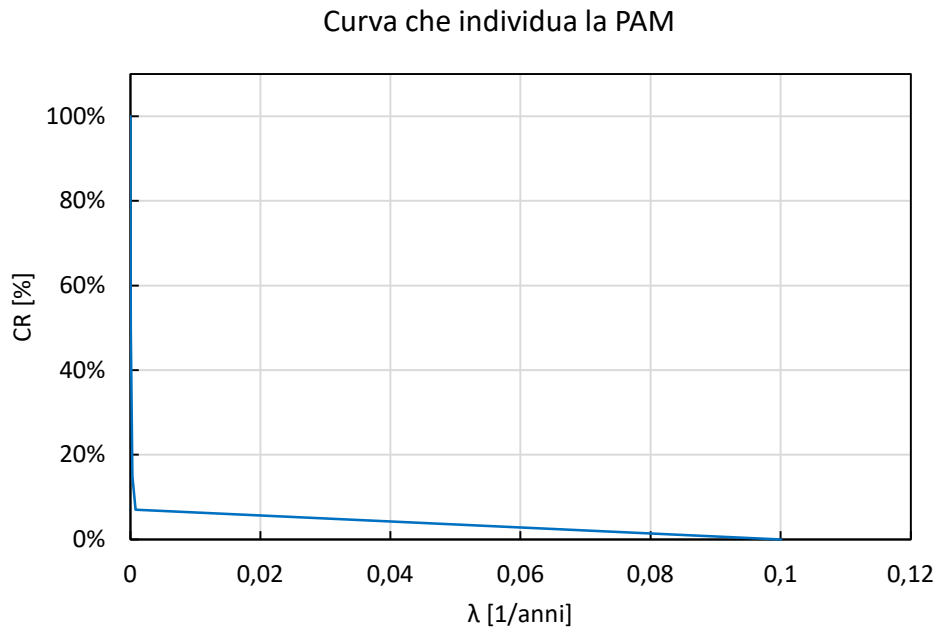


Figura 159: Curva che individua la PAM dell'edificio rinforzato (INTERVENTO III), configurazione G1, X+, E0, Stenico (TN)

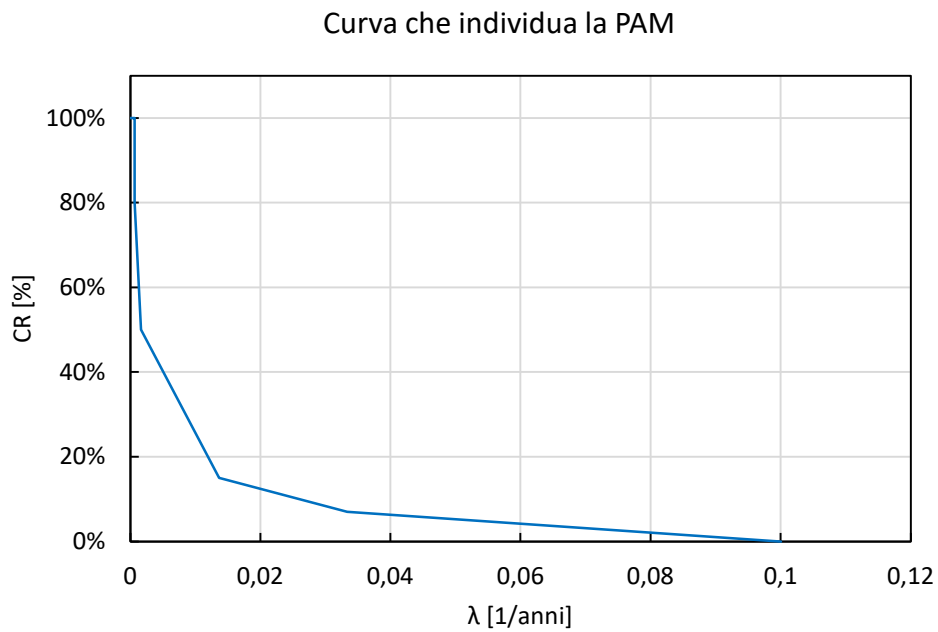


Figura 160: Curva che individua la PAM dell'edificio rinforzato (INTERVENTO III), configurazione G1, X+, E0, L'Aquila (AQ)

Tabella 56: Risultati indice ISV e PAM, Stenico (TN)

Analisi	ISV		PAM		C.R.S.
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
G1_X+_E0	337%	A+	0,37%	A+	A+
G1_X+_E+	362%	A+	0,37%	A+	A+
G1_X+_E-	322%	A+	0,37%	A+	A+
G1_X-_E0	353%	A+	0,37%	A+	A+
G1_X-_E+	291%	A+	0,38%	A+	A+
G1_X-_E-	231%	A+	0,38%	A+	A+
G2_X+_E0	413%	A+	0,36%	A+	A+
G2_X+_E+	479%	A+	0,36%	A+	A+
G2_X+_E-	369%	A+	0,36%	A+	A+
G2_X-_E0	440%	A+	0,37%	A+	A+
G2_X-_E+	456%	A+	0,37%	A+	A+
G2_X-_E-	387%	A+	0,37%	A+	A+
G1_Y+_E0	285%	A+	0,38%	A+	A+
G1_Y+_E+	253%	A+	0,38%	A+	A+
G1_Y+_E-	294%	A+	0,38%	A+	A+
G1_Y-_E0	306%	A+	0,38%	A+	A+
G1_Y-_E+	243%	A+	0,39%	A+	A+
G1_Y-_E-	303%	A+	0,38%	A+	A+
G2_Y+_E0	294%	A+	0,37%	A+	A+
G2_Y+_E+	296%	A+	0,37%	A+	A+
G2_Y+_E-	372%	A+	0,37%	A+	A+
G2_Y-_E0	312%	A+	0,38%	A+	A+
G2_Y-_E+	319%	A+	0,38%	A+	A+
G2_Y-_E-	355%	A+	0,38%	A+	A+

Tabella 57: Risultati indice ISV e PAM, L'Aquila (AQ)

Analisi	ISV		PAM		C.R.S.
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
G1_X+_E0	112%	A+	0,97%	A	A
G1_X+_E+	122%	A+	1,04%	B	B
G1_X+_E-	106%	A+	0,97%	A	A
G1_X-_E0	118%	A+	1,18%	B	B
G1_X-_E+	96%	A	1,36%	B	B
G1_X-_E-	78%	B	1,36%	B	B
G2_X+_E0	134%	A+	0,81%	A	A
G2_X+_E+	153%	A+	0,80%	A	A
G2_X+_E-	121%	A+	0,85%	A	A
G2_X-_E0	138%	A+	0,87%	A	A
G2_X-_E+	141%	A+	0,86%	A	A
G2_X-_E-	124%	A+	0,90%	A	A
G1_Y+_E0	93%	A	1,33%	B	B
G1_Y+_E+	83%	A	1,33%	B	B
G1_Y+_E-	96%	A	1,30%	B	B
G1_Y-_E0	100%	A+	1,52%	C	C
G1_Y-_E+	80%	B	1,61%	C	C
G1_Y-_E-	99%	A	1,50%	B	B
G2_Y+_E0	96%	A	1,18%	B	B
G2_Y+_E+	97%	A	1,17%	B	B
G2_Y+_E-	121%	A+	1,18%	B	B
G2_Y-_E0	102%	A+	1,52%	C	C
G2_Y-_E+	104%	A+	1,37%	B	B
G2_Y-_E-	116%	A+	1,34%	B	B

L'edificio caso studio, localizzato a Stenico (TN), ricade nella *Classe di rischio A+*, determinata come il minimo tra la classe corrispondente all'*Indice di sicurezza allo SLV (Classe ISV)* e la classe corrispondente alla *Perdita Media Annuale attesa PAM (Classe PAM)*. Invece, nel caso in cui venga utilizzato come input lo spettro previsto per il comune di L'Aquila, l'edificio caso studio ricade nella *Classe di rischio C*. Si può notare quindi un incremento di tre classi di rischio sismico (da F a C) per quanto riguarda l'ipotesi di edificio localizzato a L'Aquila e di quattro classi (da D ad A+) nell'ipotesi di edificio localizzato a Stenico (TN). Rispetto all'intervento di rinforzo dei solai (I intervento) si riscontra il miglioramento di una classe di rischio sismico (da D a C) nell'ipotesi di edificio localizzato a L'Aquila (AQ). Confrontando invece il II intervento con il III intervento non si riscontra un passaggio di classe, tuttavia migliora il livello di sicurezza della struttura. Le verifiche locali risultano soddisfatte in entrambi i siti e non incidono sulla determinazione della classe di rischio sismico, a differenza di quanto accadeva per lo stato di fatto.

4.3.8 Classificazione energetica

In modo analogo a quanto fatto per lo stato di fatto e per gli altri livelli di intervento, è stata calcolata la classe energetica dell'edificio a seguito degli interventi proposti. Data l'elevata dimensione della struttura e il diverso numero di analisi da affrontare, si è scelto di procedere al calcolo con l'ausilio di un programma open source rilasciato su richiesta in licenza da parte di Aermec S.p.a.. Il programma MC11300 è un software certificato dal Comitato Termotecnico Italiano (CTI), e permette di determinare la prestazione energetica ed elaborarne l'attestato (APE) secondo lo schema nazionale.

Il livello di intervento III prevede di intervenire in modo integrato sui solai di interpiano, sulla copertura e sulle pareti, migliorando sia il comportamento strutturale che quello energetico dell'edificio. Il pacchetto migliorativo destinato a incrementarne le proprietà termo-fisiche della copertura è stato progettato imponendo i limiti previsti da normativa per la fascia climatica F. La trasmittanza limite è risultata di $0,22\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$. La stratigrafia migliorativa che è stata scelta per la copertura è già stata presentata nel capitolo 4.1 (Figura 106). Per quel che riguarda le superfici opache verticali, sono state studiate due soluzioni: la prima considerando l'influenza del solo pannello strutturale mentre la seconda prevedendo anche l'applicazione di uno strato materiale isolante (Figura 161).

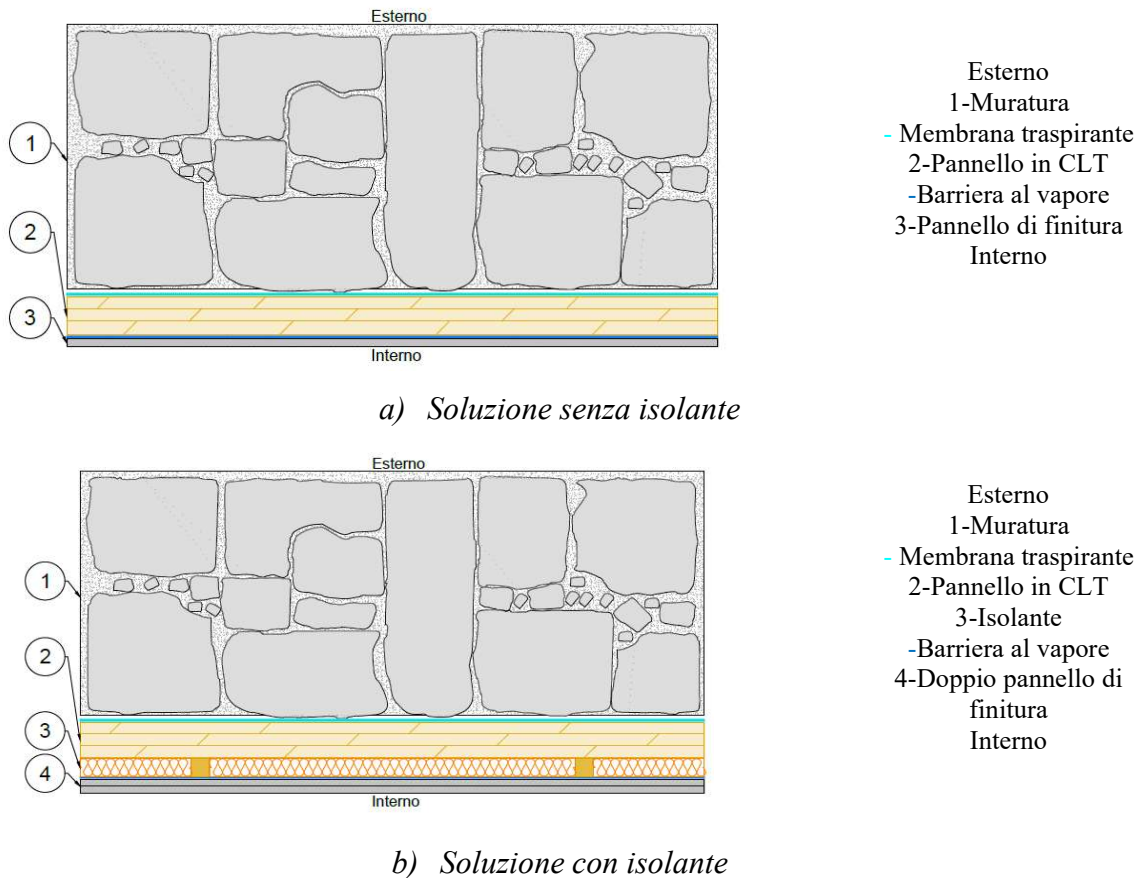


Figura 161: Dettaglio coibentazione nelle soluzioni di rinforzo integrate con pannelli in CLT

Per la prima tipologia di intervento, il livello di prestazione energetica raggiunta con l'applicazione dei soli pannelli CLT è la classe E sia nell'ipotesi di localizzazione dell'edificio a Stenico (TN) che a L'Aquila (AQ), come evidenziato in Figura 162 e Figura 163.

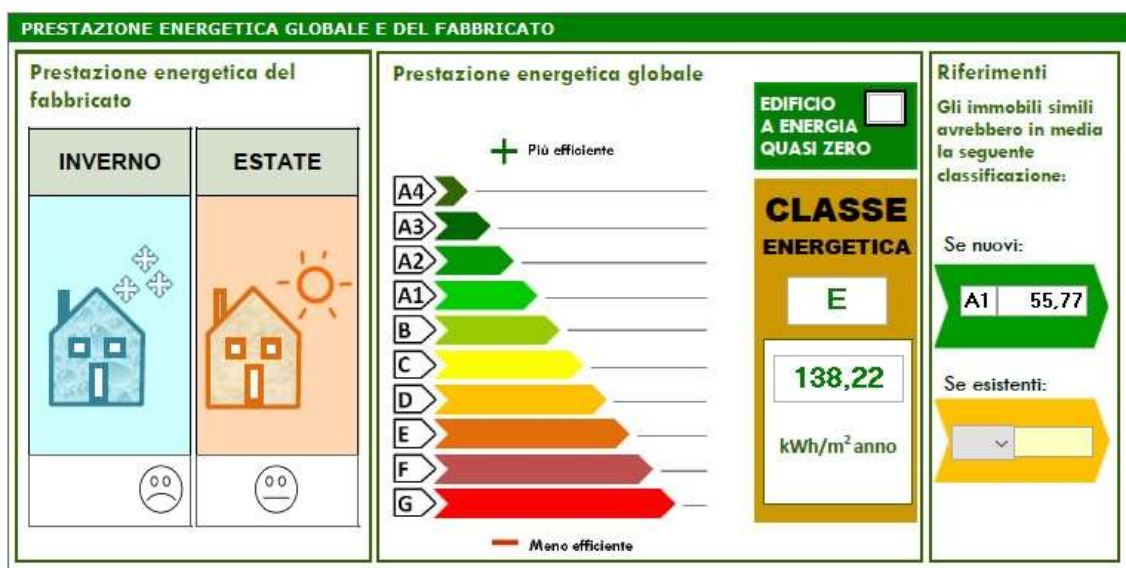


Figura 162: Prestazione energetica con installazione pannelli CLT, Stenico (TN)

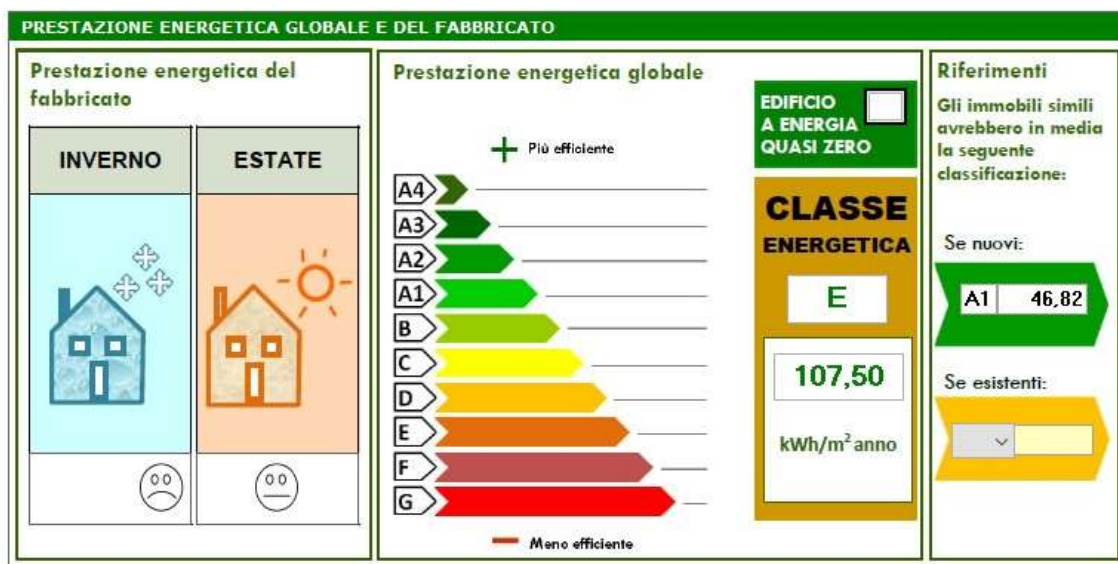


Figura 163: Prestazione energetica con installazione pannelli CLT, L'Aquila (AQ)

Per la soluzione che prevede l'utilizzo di isolante è stato proposto l'utilizzo di diversi materiali, quali: Aeropan, EPS100 Grafite, pannelli in fibra di legno e pannelli in fibra di canapa. In Tabella 58, si riportano gli spessori di riferimento per diversi materiali utilizzabili, nell'ipotesi di mantenere le proprietà termo-fisiche del pacchetto simili tra loro. Poiché l'installazione viene effettuata dall'interno, la scelta del materiale più idoneo deve mirare a contenere lo spessore. Vanno però effettuate anche delle considerazioni di tipo economico.

Tabella 58: Caratteristiche installazione pannello CLT e isolante

Installazione	Livelli	Tipologia isolante	Spessore isolante [mm]
Pannelli CLT	tutti	Aeropan	30
		EPS 100 G	62
		Fibra di legno	96
		Fibra di canapa	76

Anche per la terza tipologia di intervento, il livello di prestazione energetica raggiunta con l'applicazione dei soli pannelli CLT è la classe D, con un miglioramento del valore di kWh/m²anno come evidenziato in Figura 164 e Figura 165. Rispetto allo stato di fatto si registra un incremento di tre classi energetiche sia nell'ipotesi di localizzazione dell'edificio a Stenico (TN) che a L'Aquila (AQ).

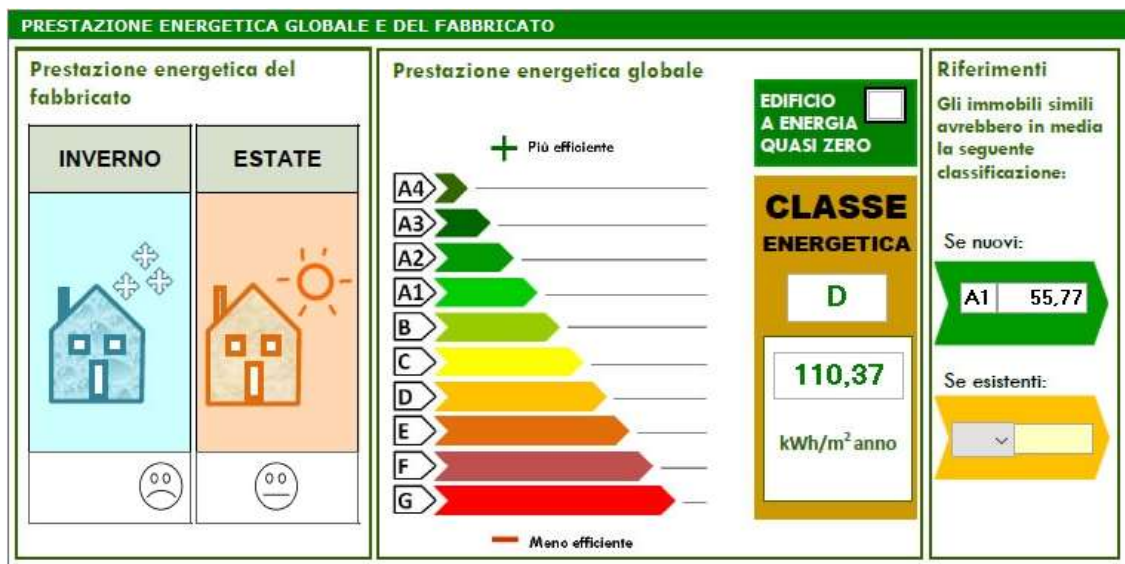


Figura 164: Prestazione energetica con installazione di pannelli CLT e isolante, Stenico (TN)

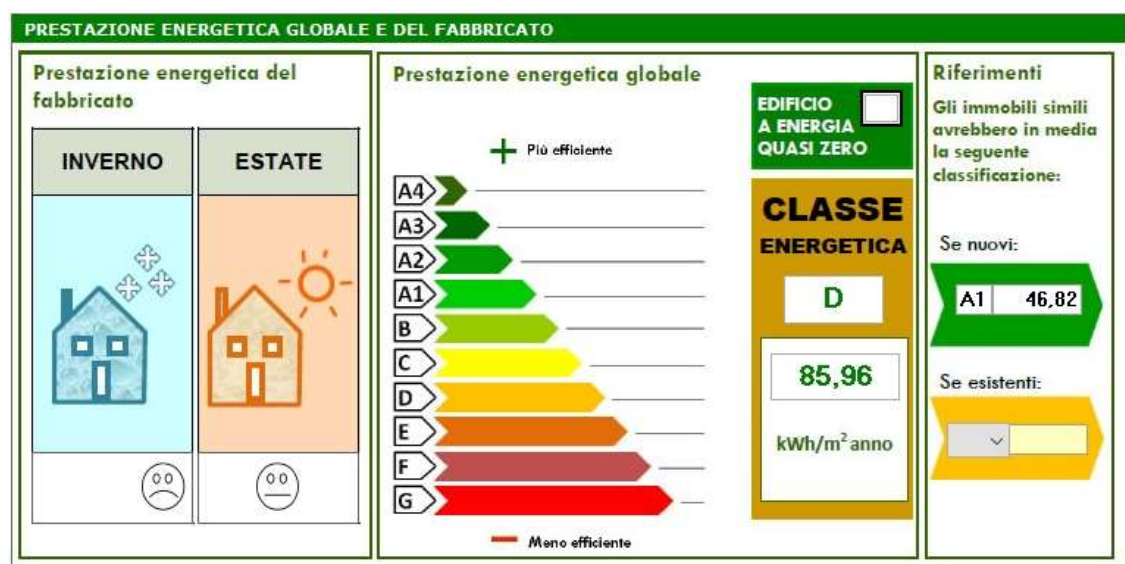


Figura 165: Prestazione energetica con installazione di pannelli CLT e isolante, L'Aquila (AQ)

4.3.9 Analisi dei costi e dei tempi di lavorazione

Al fine di quantificare i costi di intervento connessi al rinforzo delle pareti verticali, secondo ciò che prevede l'intervento di III livello, è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con l'Elenco Prezzi della Provincia Autonoma di Trento [35] e, per le voci non presenti su questo documento, si è invece fatto riferimento ai prezzi commerciali forniti dai singoli produttori. Le voci computate sono relative a tutti gli interventi di tipo strutturale, di demolizione, di miglioramento energetico e di finitura. Eccetto dove viene segnalato diversamente, ogni prezzo unitario si intende

comprensivo sia del costo della fornitura che di quello della posa in opera. Anche in questo caso, per ogni voce è stata poi scorporata, in modo semplificato, la percentuale di manodopera. In questo modo, ipotizzando una squadra di cantiere tipo, composta da un operaio specializzato, un operaio qualificato e un operaio semplice (dal costo totale di 102,31 €/h), è stato possibile stimare in prima approssimazione le tempistiche della lavorazione in esame per la sua applicazione su tutto l'edificio.

In Tabella 59 e in Tabella 60 vengono riportate le analisi riguardanti l'utilizzo dell'unica tecnica di rinforzo prevista, ovvero quella che sfrutta l'applicazione di pannelli in CLT, rispettivamente con e senza l'applicazione dello strato di isolante. Per quanto riguarda il caso in cui viene previsto l'utilizzo del materiale coibente, si noti, come già descritto per gli interventi precedenti, che il costo così determinato si riferisce, a titolo esemplificativo, unicamente alla soluzione che prevede l'impiego di isolante EPS100 Grafite. Tuttavia, il costo di tale soluzione di isolamento termico può essere considerato in prima approssimazione indicativo anche della soluzione che comprende l'utilizzo di altri materiali come pannelli in fibra di legno e pannelli in fibra di canapa. Invece, nel caso di utilizzo di Aeropan i costi relativi all'isolante risultano essere di molto superiori.

Tabella 59: Analisi dei costi dell'intervento di rinforzo delle pareti mediante pannelli in CLT senza isolante

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m²]	Quota manodopera [€/m²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Pannelli in CLT da 60 mm	100,66	40,65
Connettori	30,00	12,11
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	171,45	73,83

Tabella 60: Analisi dei costi dell'intervento di rinforzo delle pareti mediante pannelli in CLT con isolante

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m²]	Quota manodopera [€/m²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Pannelli in CLT da 60 mm	100,66	40,65
Connettori	30,00	12,11
Isolante EPS100 G	7,13	1,69
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	178,58	75,51

Qualora venga prevista la coibentazione dell'edificio, la soluzione di rinforzo con pannelli in CLT con isolante viene applicata sulle pareti esterne, mentre quella senza isolante sulle pareti interne. Inoltre, si ricorda che l'intervento di rinforzo prevede l'applicazione dei pannelli in CLT sui soli maschi murari delle pareti. Per questo, per quanto riguarda il rinforzo delle murature esterne dell'edificio, risulta necessario prevedere una soluzione di isolamento termico interno (dello stesso spessore totale della tecnica di rinforzo a base legno) anche per le fasce di piano di tali murature. In questo modo, da un lato, non vengono lasciate differenze di spessore lungo le pareti, mentre dall'altro lato, viene impedita la creazione di possibili ponti termici. Nella Tabella 61 viene riportata la stratigrafia, con i relativi costi, di tale intervento di isolamento interno.

Tabella 61: Analisi dei costi dell'intervento di coibentazione interna della pareti

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m²]	Quota manodopera [€/m²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Isolante EPS100 G	7,13	1,69
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	47,92	22,75

Il costo totale dell'intervento di III livello, nel caso in cui non venga previsto l'utilizzo dell'isolante termico, si compone di un totale di 425.523,28 € relativi all'applicazione dei pannelli in CLT. Di conseguenza l'intervento nel suo insieme (compreso il rinforzo dei solai e la sistemazione della copertura) prevede un costo di 1.019.214,49 €. Le corrispondenti tempistiche sono riportate nella Tabella 62:

Tabella 62: Tempistiche per l'intervento di recupero di III livello senza isolante

Numero squadre	Giorni
1 Squadra	551
2 Squadre	276
3 Squadre	184

Il costo totale dell'intervento di III livello, nel caso in cui venga previsto l'utilizzo dell'isolante termico, si compone di un totale di 449.498,28 € relativi all'applicazione dei pannelli in CLT. Di conseguenza l'intervento nel suo insieme (compreso il rinforzo dei solai e la sistemazione della copertura) prevede un costo di 1.043.189,49 €. Le corrispondenti tempistiche sono riportate nella Tabella 63:

Tabella 63: Tempistiche per l'intervento di recupero di III livello con isolante

Numero squadre	Giorni
1 Squadra	562
2 Squadre	281
3 Squadre	187

4.3.10 Riepilogo interventi e costi

Come precedentemente descritto, gli interventi considerati, per la progettazione di III livello, riguardano i solai, la copertura (entrambe descritte nel relativo capitolo) e le pareti verticali. Esse vengono rinforzate mediante l'applicazione di un'unica tecnica basata sull'uso di pannelli in CLT. Le fasi per la sua applicazione sono l'eventuale rimozione dell'intonaco, il posizionamento di una membrana traspirante, la successiva applicazione dei pannelli in CLT da 60 mm, l'eventuale applicazione di uno strato di isolante e la finitura, composta da un freno vapore, uno strato di cartongesso e la relativa finitura superficiale. Di seguito si riporta in *Tabella 64* il riepilogo dei costi suddivisi per le opere strutturali, le opere di demolizione, quelle di efficientamento energetico e quelle di finitura. Si noti che, per conteggiare l'operazione più costosa, è stata analizzata la soluzione che prevede sia la coibentazione che la rimozione dell'intonaco. I costi sono poi stati anche adimensionalizzati in funzione dei metri quadri di superficie calpestabile (pari a circa 3.291 m²) ed in funzione della volumetria dell'edificio (pari a circa 9.399 m³).

Tabella 64: Riepilogo dei costi per l'intervento di III livello

Livello progettazione	Descrizione	Importo[€]	[€/m²]	[€/m³]
III livello	Opere strutturali	617.387	187,61	65,69
	Opere di demolizione	122.365	37,18	13,02
	Opere energetiche	23.133	7,03	2,46
	Opere di finitura	280.305	85,18	29,82
	Totale	1.043.189	317,00	110,99

Analogamente a quanto fatto per gli interventi precedenti, all'importo finale così calcolato devono essere aggiunti separatamente i costi riguardanti la sicurezza, già calcolati in precedenza per un valore totale di 23.997,26 € (relativo alle opere di cantierizzazione e di ponteggio esterno).

In aggiunta, come già anticipato, solamente qualora l'intervento sui solai preveda la demolizione dei tavolati lignei, deve essere considerata un'ulteriore aliquota di 51.773,75 €, necessaria per il puntellamento degli orizzontamenti interni, portando così gli oneri legati alla sicurezza ad un totale di 75.771,01 €.

5 RINFORZO DELLE PARETI FUORI PIANO

Nell'ipotesi in cui si decidesse di voler incrementare ulteriormente il livello di sicurezza delle pareti ai piani superiori nei confronti di possibili meccanismi di collasso locali è possibile utilizzare soluzioni di rinforzo a base legno, in analogia con quanto proposto per il rinforzo degli orizzontamenti e delle pareti situate ai piani inferiori. Il rinforzo può essere fornito da pannelli lignei (soluzione già analizzata nel capitolo precedente), da un telaio ligneo, mediante l'applicazione dei cosiddetti strong-backs, oppure mediante soluzioni ibride realizzate combinando pannelli e strong-backs (vedi [43]). Devono essere previsti opportuni collegamenti sia tra gli elementi lignei e la muratura, così come collegamenti alla fondazione o al relativo solaio di interpiano.



Figura 166: Tipologie considerate per il rinforzo fuori-piano dei pannelli murari [43]

L'obiettivo di queste tipologie di rinforzo è di creare un sistema strutturale composito dove il legno e la muratura collaborino l'uno con l'altro per resistere alle forze di tipo inerziale date dal sisma. La scelta della soluzione più efficace dipende dalle caratteristiche di partenza dei pannelli murari da rinforzare e rientra in un tentativo di ottimizzazione dei costi. Si noti infatti che gli strong-backs hanno un costo minore, sia in termini di materiale che di posa in opera. In particolare, le pareti più sollecitate nel proprio piano, ovvero in genere quelle appartenenti ai piani inferiori della struttura, possono essere rinforzate mediante l'utilizzo di pannelli in CLT, mentre le murature dell'ultimo piano possono essere consolidate mediante l'applicazione di strong-backs, al fine di evitare l'attivazione di meccanismi locali.

5.1 Descrizione intervento

La tecnica di rinforzo nota con il nome di strong-backs consiste nell'installazione di una serie di elementi lignei verticali (di dimensioni sezionali 90x45 mm) sul lato interno delle murature URM, attraverso l'utilizzo di ancoraggi meccanici, quali viti o bulloni. Ancora una volta si tratta di un intervento a basso costo e a basso impatto ambientale. La loro posa risulta essere facile e veloce e la loro applicazione dal lato interno delle pareti permette di preservare l'aspetto originario delle facciate, riducendo allo stesso tempo il rischio di problematiche legate alla durabilità del materiale. Una soluzione di questo tipo permette di ottenere i seguenti risultati [44] [37]:

- incremento della capacità portante fuori dal piano della muratura;
- possibilità di evitare i collassi locali di porzioni di muratura.

L'uso di connessioni a secco permette inoltre la completa reversibilità della soluzione. Il collegamento viene realizzato con delle viti con diametro 8 mm e lunghezza 230 mm (connessione testata sperimentalmente [44], riportata in). Analogamente a quanto visto per la tecnica con pannelli in CLT, vengono utilizzate anche delle connessioni tra gli strong-backs ed i solai di interpiano, in modo da garantire il comportamento globale scatolare dell'opera.



Figura 167: Connettori utilizzati per gli strong-backs sulla muratura in mattoni [44]

Anche in questo caso gli elementi lignei devono essere addossati direttamente alla muratura. Tuttavia, non si esclude, al fine di evitare la rimozione dell'intonaco esistente, di poter installare gli strong-backs direttamente su questo strato di finitura. Inoltre, anche in questo caso, la soluzione di rinforzo

strutturale può essere coniugata con un miglioramento della conducibilità termica della parete, inserendo del materiale isolante tra un elemento ligneo e l'altro, senza andare ad incrementare eccessivamente lo spessore del pacchetto murario, come si evince dalla . Si nota come vengono previste delle finiture analoghe al caso di rinforzo con i pannelli in CLT.

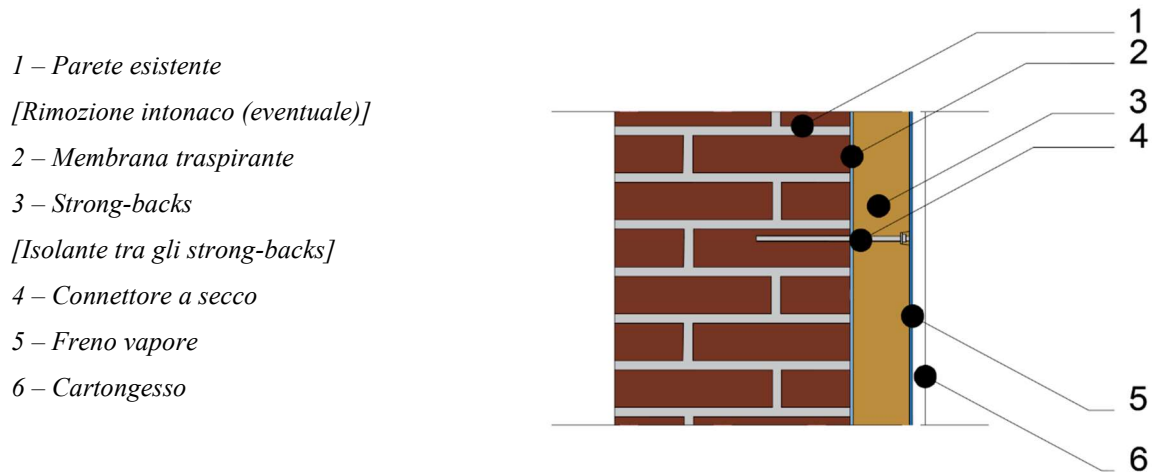


Figura 168: Stratigrafia dell'intervento con gli strong-backs

5.2 Proprietà meccaniche

L'applicazione di questa tecnica di rinforzo permette di impedire l'attivazione di meccanismi locali, incrementando la resistenza fuori piano dei pannelli murari e migliorando il livello di collegamento tra pareti e diaframmi. A titolo esemplificativo, in , si riportano alcuni risultati sperimentali [44] che dimostrano come l'uso di strong-backs (applicato alle stesse murature analizzate precedentemente nelle analisi locali) aumenti sensibilmente la capacità fuori piano delle murature URM (incrementi di resistenza > 200%).

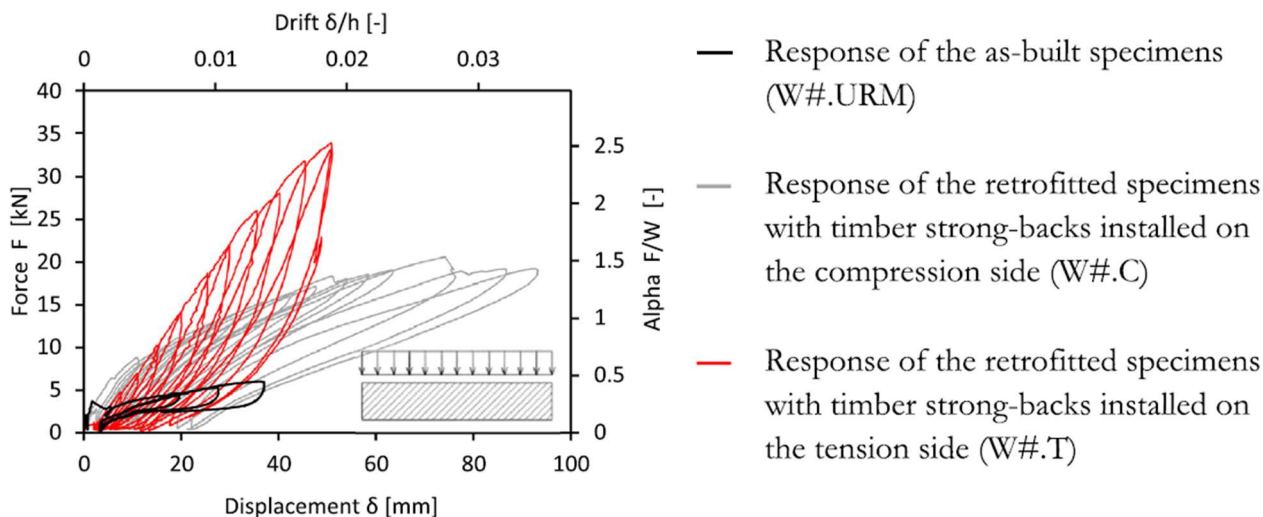


Figura 169: Risultati sperimentali di aumento di capacità fuori piano dopo l'applicazione di strong-backs [44]

5.3 Proprietà termo-fisiche

L'applicazione di questa tecnica di rinforzo permette di migliorare sia il comportamento strutturale che quello energetico dell'edificio. Il pacchetto migliorativo destinato a incrementare le proprietà termo-fisiche delle pareti è stato progettato imponendo i limiti previsti da normativa per la fascia climatica F. La stratigrafia della soluzione di rinforzo è riportata in .

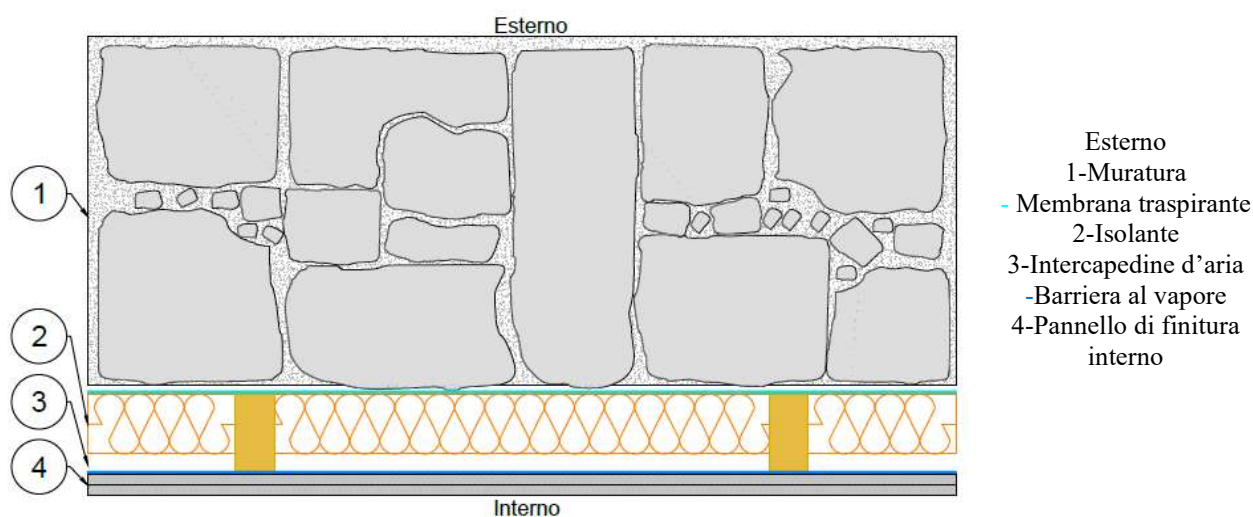


Figura 170: Dettaglio coibentazione nella soluzione integrata con strong-backs

Analogamente a quanto fatto per la tecnica di rinforzo con pannelli in CLT, è stato proposto l'utilizzo di diversi materiali isolanti, quali: Aeropan, EPS100 Grafite, pannelli in fibra di legno e pannelli in fibra di canapa. In , si riportano gli spessori di riferimento per diversi materiali utilizzabili, nell'ipotesi di mantenere le proprietà termo-fisiche del pacchetto simili tra loro. Poiché l'installazione viene effettuata dall'interno, il materiale isolante deve essere scelto cercando di minimizzare lo spessore. Nella scelta dei materiali però vanno effettuate anche altre considerazioni, tra cui quelle di tipo economico.

Tabella 65: Caratteristiche installazioni e spessori isolanti

Installazione	Tipologia isolante	Spessore isolante [mm]
Strong-backs	EPS 100 G	70
	Fibra di legno	116
	Lana di pecora	80
	Fibra di canapa	92

5.4 Analisi dei costi

I costi di intervento connessi al rinforzo delle pareti verticali mediante strong-backs sono stati stimati facendo riferimento all'Elenco Prezzi della Provincia Autonoma di Trento [35] e, per le voci non presenti su questo documento, sono stati considerati prezzi commerciali forniti dai singoli produttori. Le voci computate sono relative a tutti gli interventi di tipo strutturale, di demolizione, di miglioramento energetico e di finitura. Eccetto dove viene segnalato diversamente, ogni prezzo unitario si intende comprensivo sia del costo della fornitura che di quello della posa in opera. Tali costi vengono riportati in e , rispettivamente per il caso senza e con la presenza di isolante.

Tabella 66: Analisi dei costi dell'intervento di rinforzo delle pareti mediante strong-backs senza isolante

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m²]	Quota manodopera [€/m²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Strong-backs da 90x45 mm	4,38	1,77
Connettori	30,00	12,11
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	75,17	34,95

Tabella 67: Analisi dei costi dell'intervento di rinforzo delle pareti mediante strong-backs con isolante

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m²]	Quota manodopera [€/m²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Strong-backs da 90x45 mm	4,38	1,77
Connettori	30,00	12,11
Isolante EPS100 G	7,13	1,69
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	82,30	36,63

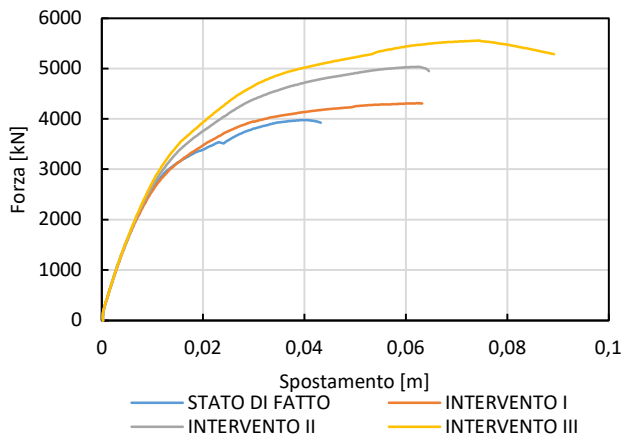
6 ANALISI COMPARATIVA DEGLI INTERVENTI

6.1 Analisi pushover

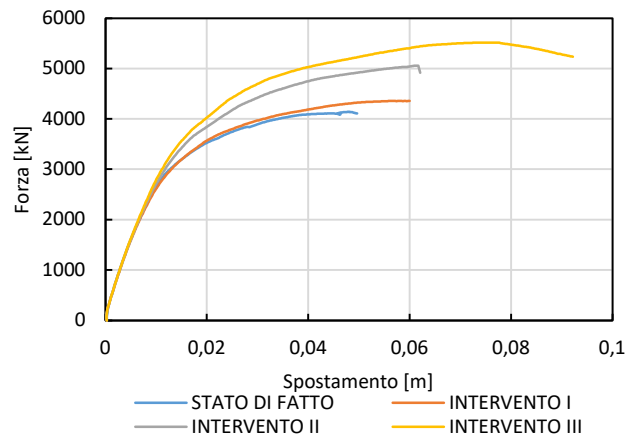
Si riportano i grafici con il confronto delle curve pushover per ogni combinazione sismica, ottenute per lo stato di fatto e per i tre diversi livelli di intervento:

- INTERVENTO I: rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura;
- INTERVENTO II: rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura e rinforzo delle pareti del piano terra, del primo piano e del secondo piano mediante l'uso di pannelli in CLT;
- INTERVENTO III: rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura e rinforzo di tutte le pareti mediante l'uso di pannelli in CLT.

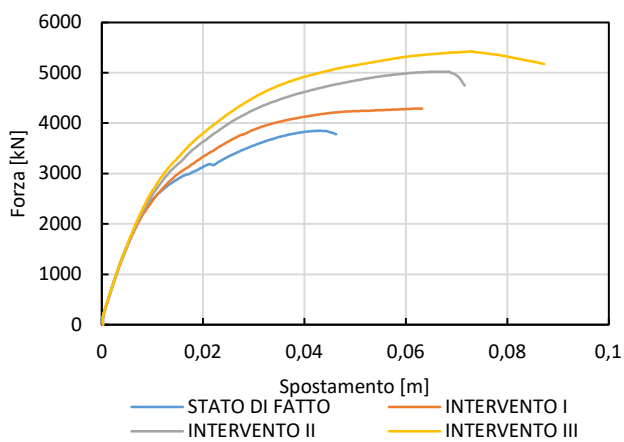
Nella Figura 171, Figura 172, Figura 173 e Figura 174, si può notare come, aumentando il livello di intervento, il comportamento della struttura migliori in termini di capacità laterale e di capacità di spostamento.



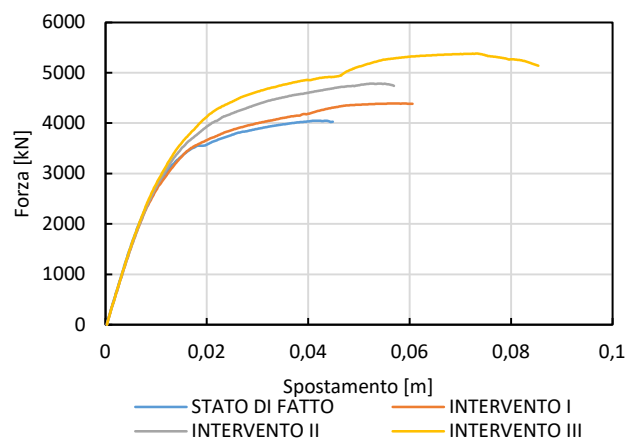
a) *Distribuzione G1, X+, E0*



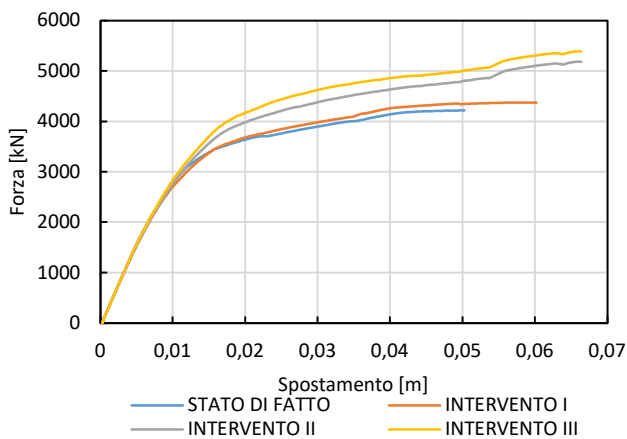
b) *Distribuzione G1, X+, E+*



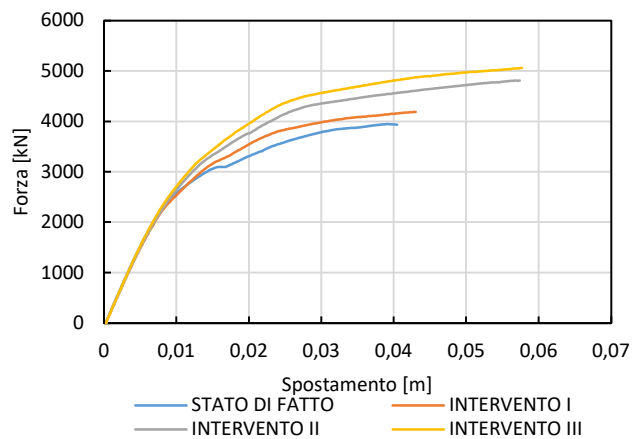
c) *Distribuzione G1, X+, E-*



d) *Distribuzione G1, X-, E0*

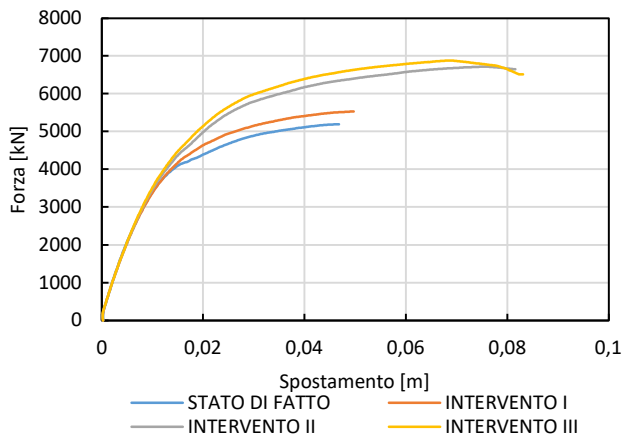


e) *Distribuzione G1, X-, E+*

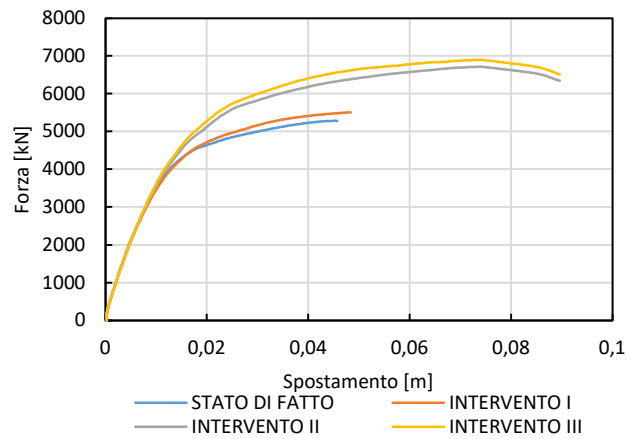


f) *Distribuzione G1, X-, E-*

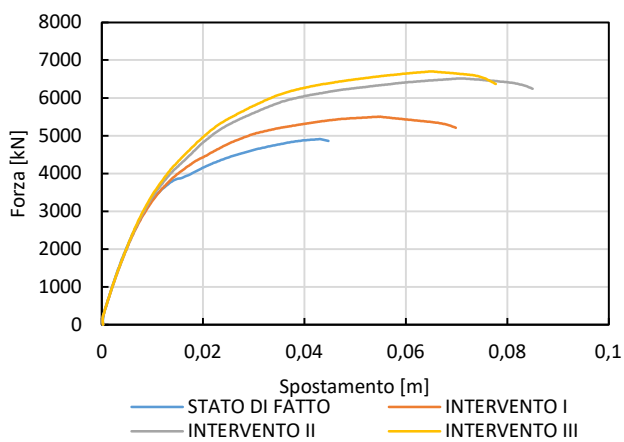
Figura 171: Confronto delle curve pushover per i vari livelli di intervento



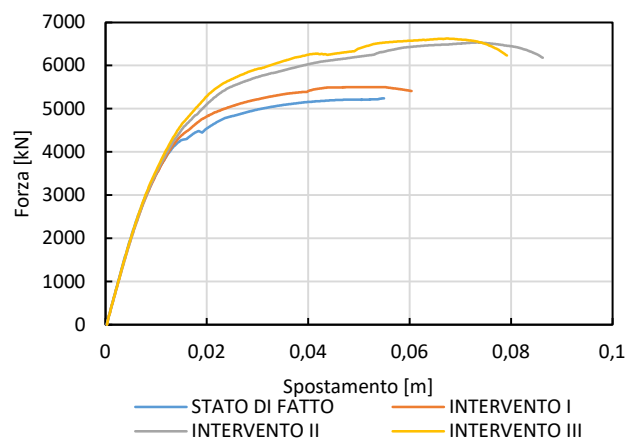
a) Distribuzione G2, X+, E0



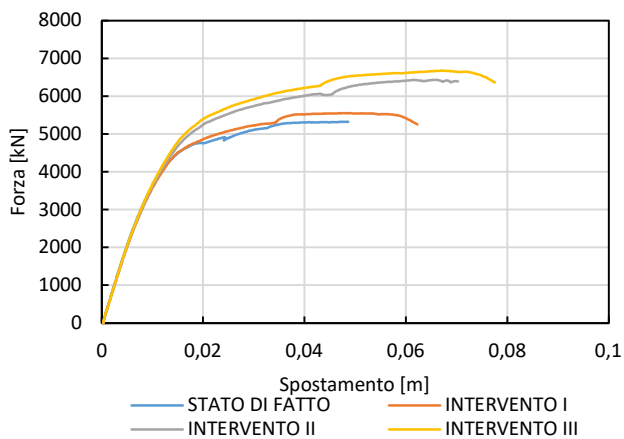
b) Distribuzione G2, X+, E+



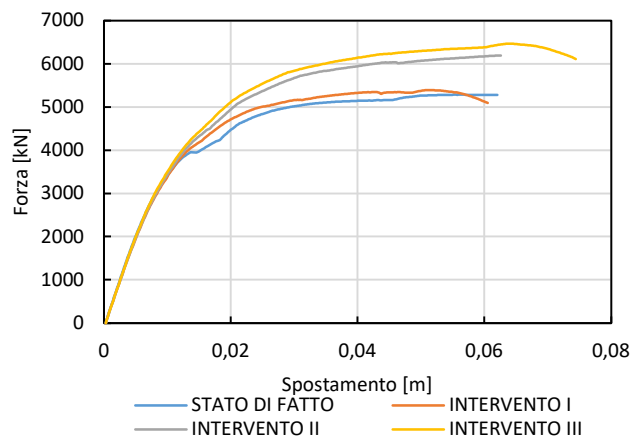
c) Distribuzione G2, X+, E-



d) Distribuzione G2, X-, E+

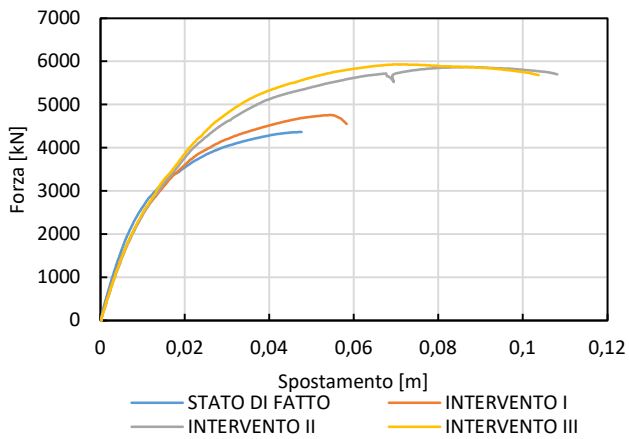


e) Distribuzione G2, X-, E+

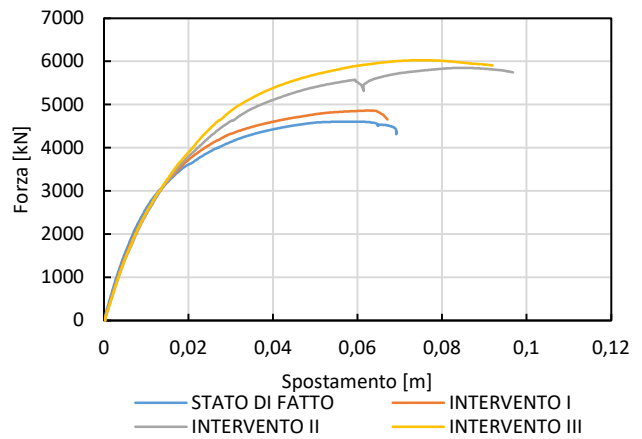


f) Distribuzione G2, X-, E-

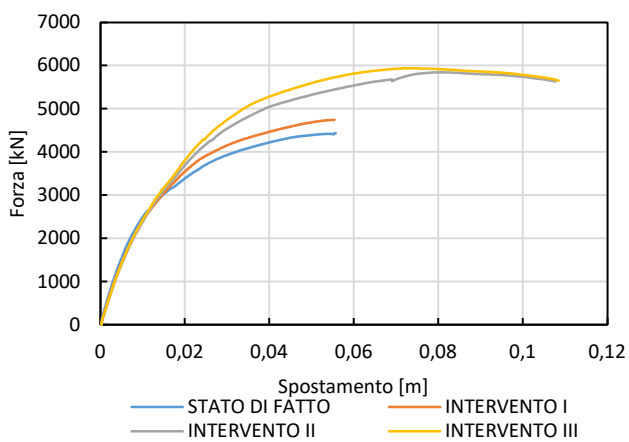
Figura 172: Confronto delle curve pushover per i vari livelli di intervento



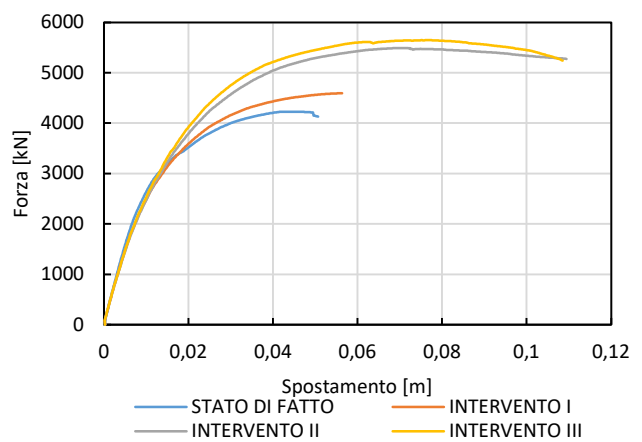
a) *Distribuzione G1, Y+, E0*



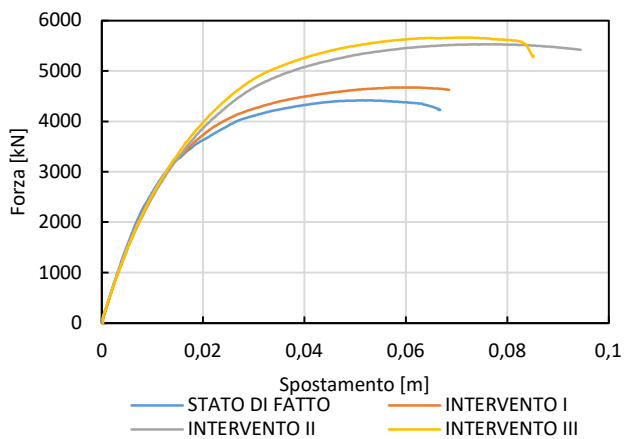
b) *Distribuzione G1, Y+, E+*



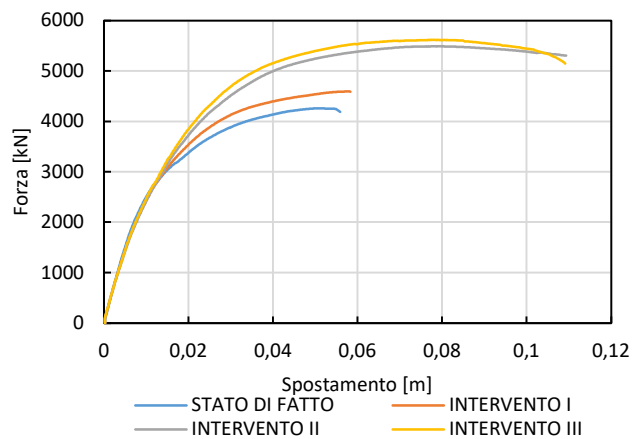
c) *Distribuzione G1, Y+, E-*



d) *Distribuzione G1, Y-, E0*

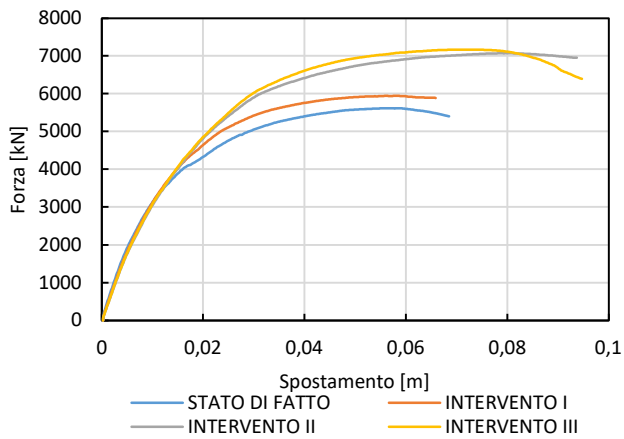


e) *Distribuzione G1, Y-, E+*

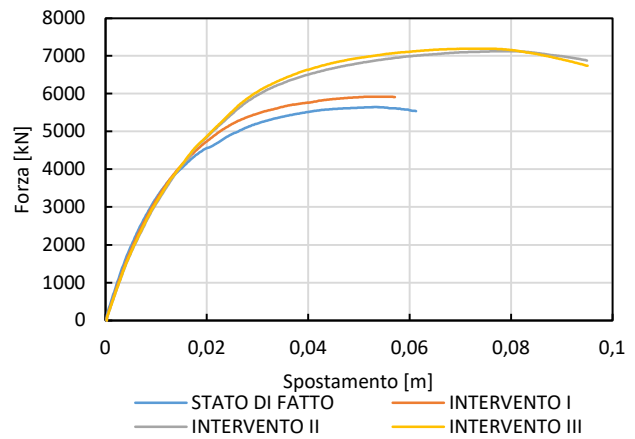


f) *Distribuzione G1, Y-, E-*

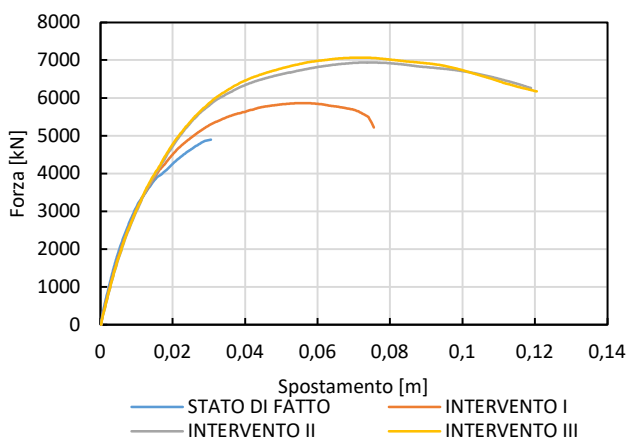
Figura 173: Confronto delle curve pushover per i vari livelli di intervento



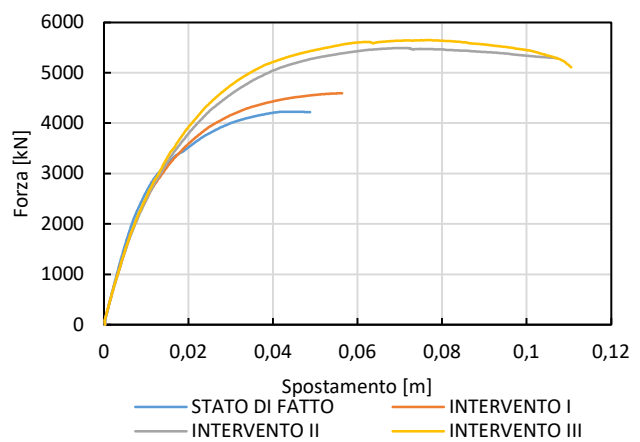
a) *Distribuzione G2, Y+, E0*



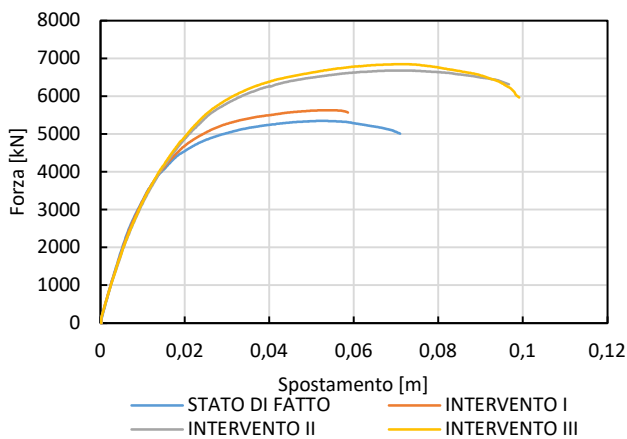
b) *Distribuzione G2, Y+, E+*



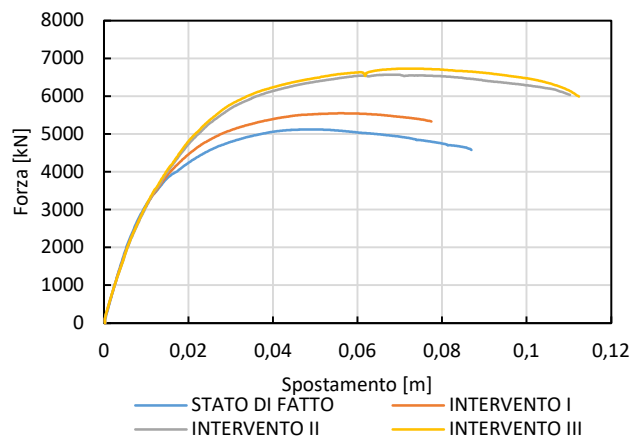
c) *Distribuzione G2, Y+, E-*



d) *Distribuzione G2, Y-, E0*



e) *Distribuzione G2, Y-, E+*



f) *Distribuzione G2, Y-, E-*

Figura 174: Confronto delle curve pushover per i vari livelli di intervento

6.2 Classificazione sismica

Si riportano in Tabella 68 e Tabella 69 i risultati relativi alla classificazione sismica dell'edificio per lo stato di fatto e per i tre livelli di intervento, nelle due ipotesi di localizzazione, ovvero Stenico (TN) e L'Aquila (AQ).

Tabella 68: Classe di rischio sismico, Stenico (TN)

Analisi	IS-V		PAM		C.R.S.
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
Stato di fatto	90%	A	3,39%	D	D
Intervento I	153%	A+	0,43%	A+	A+
Intervento II	227%	A+	0,39%	A+	A+
Intervento III	231%	A+	0,39%	A+	A+

Tabella 69: Classe di rischio sismico, L'Aquila (AQ)

Analisi	IS-V		PAM		C.R.S.
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
Stato di fatto	28%	E	4,66%	F	F
Intervento I	50%	C	2,60%	D	D
Intervento II	77%	B	1,64%	C	C
Intervento III	78%	B	1,61%	C	C

Nella prima ipotesi l'edificio esistente risulta essere in classe D. L'applicazione del rinforzo permette di migliorare la classe sismica passando da D ad A+, consentendo all'edificio di raggiungere il livello di adeguamento sismico per tutte e 24 le combinazioni analizzate. L'intervento di rinforzo dei solai permette di impedire l'attivazione di meccanismi locali che, considerando il livello di pericolosità sismica di Stenico (TN), risulta essere la criticità maggiore.

Nell'ipotesi di edificio localizzato a L'Aquila (AQ), invece, lo stato di fatto ricade in classe F. L'applicazione dell'intervento di rinforzo dei solai (Intervento I) permette di migliorare di due livelli la classe di rischio sismico, passando da F a D. I due interventi di rinforzo delle pareti (Intervento II e Intervento III) permettono di raggiungere la classe di rischio sismico C. In questo caso non si riesce a garantire il livello di adeguamento sismico, tuttavia si passa da un indice ISV del 28% al 78%, raggiungendo quindi un buon livello di sicurezza. Si può notare inoltre che, per lo stato di fatto, è l'indice ISV che determina la classe di rischio sismico, mentre, per gli interventi, la classe di rischio sismico viene determinata dalla PAM. In Figura 175 sono riportate le curve PAM più gravose determinate per lo stato di fatto e per ogni livello di intervento, utilizzando lo spettro di L'Aquila

(AQ). Si può notare che passando dallo stato di fatto a quelli di intervento si ha una notevole riduzione dell'area sottesa alle curve. Per gli interventi di livello II e III risultano gravose le verifiche di esercizio, che non permettono di diminuire la classe PAM nonostante le verifiche SLU facciano ottenere indici ISV relativamente alti.

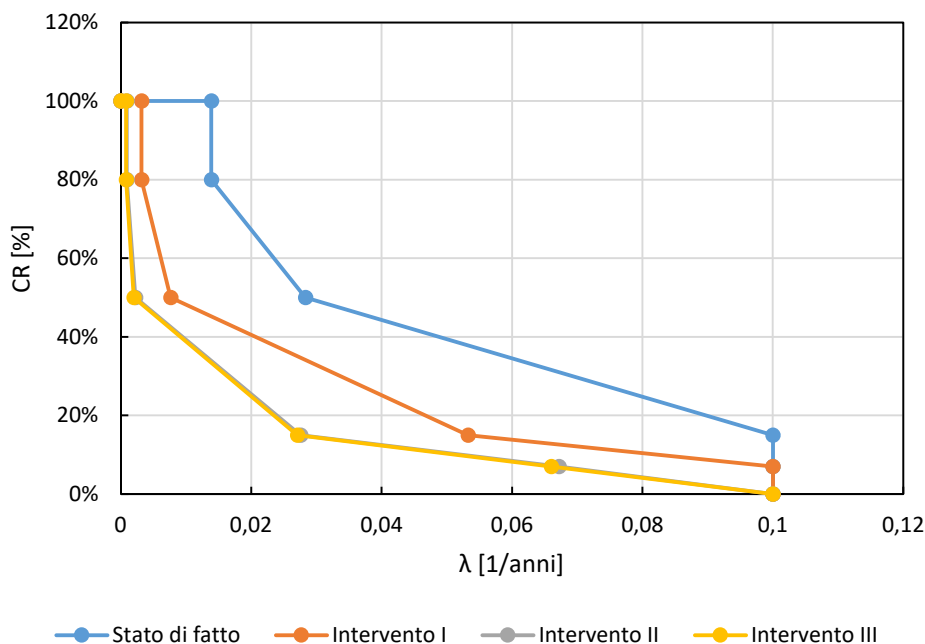


Figura 175: Curve PAM, L'Aquila (AQ)

6.3 Classificazione energetica

Si riportano in Tabella 70 e Tabella 71 i risultati relativi alla classificazione energetica dell'edificio per lo stato di fatto e per i tre livelli di intervento. Gli interventi proposti considerano il miglioramento energetico della struttura a seguito dell'intervento sulle sole superfici opache verticali e orizzontali. Si può notare come questo tipo di soluzioni permetta di migliorare la classe energetica di uno o tre livelli, passando dalla classe G alla F nel caso di intervento di livello I o dalla classe G alla D in caso di intervento di livello II e III, sia nell'ipotesi di localizzazione dell'edificio a Stenico (TN) che a L'Aquila (AQ). Questi interventi migliorativi non consentono di raggiungere i requisiti di trasmittanza termica previsti dalla normativa per gli elementi opachi verticali. Le prestazioni energetiche dei pacchetti applicati sul lato interno delle pareti, tuttavia, non possono essere aumentate eccessivamente per non incorrere in fenomeni di condensa interstiziale.

Tabella 70: Classificazione energetica, Stenico (TN)

Analisi	Classe	Valore consumi
Stato di fatto	G	281,03 kWh/m ² anno
Intervento I	F	178,14 kWh/m ² anno
Intervento II	D	110,42 kWh/m ² anno
Intervento III	D	110,37 kWh/m ² anno

Nota: Intervento migliorativo delle sole superfici opache

Tabella 71: Classificazione energetica, L'Aquila (AQ)

Analisi	Classe	Valore consumi
Stato di fatto	G	218,04 kWh/m ² anno
Intervento I	F	138,67 kWh/m ² anno
Intervento II	D	86,00 kWh/m ² anno
Intervento III	D	85,96 kWh/m ² anno

Nota: Intervento migliorativo delle sole superfici opache

6.4 Quadro sinottico dei costi degli interventi

Di seguito, in Tabella 72, si riporta un quadro sinottico attraverso cui è possibile confrontare i livelli prestazionali in termini di sicurezza, di riduzione delle perdite attese, ed efficientamento energetico con i diversi livelli di intervento ed i relativi costi unitari degli stessi. I costi sono poi stati anche adimensionalizzati in funzione dei metri quadri di superficie calpestabile (pari a circa 3.291 m²) ed in funzione della volumetria dell'edificio (pari a circa 9.399 m³).

Tabella 72: Quadro sinottico dei costi degli interventi

Livello progettazione	Descrizione	Importo[€]	[€/m²]	[€/m³]
I Livello				
Stenico (TN):	Opere strutturali	293.100	89,06	31,18
IS-V=153% PAM=0,43% + 4 classi sismiche	Opere di demolizione	86.247	26,21	9,18
Aquila (AQ):	Opere energetiche	10.555	3,21	1,12
IS-V=50% PAM=2,60% + 2 classi sismiche	Opere di finitura	203.789	61,93	21,68
+1 classe energetica	Totale	593.691	180,41	63,16
II Livello				
Stenico (TN):	Opere strutturali	523.868	159,19	55,74
IS-V=227% PAM=0,39% + 4 classi sismiche	Opere di demolizione	118.045	37,87	12,56
Aquila (AQ):	Opere energetiche	22.556	6,85	2,40
IS-V=77% PAM=1,64% + 3 classi sismiche	Opere di finitura	271.152	82,40	28,85
+3 classi energetiche	Totale	935.621	284,31	99,54
III livello				
Stenico (TN):	Opere strutturali	617.387	187,61	65,69
IS-V=231% PAM=0,39% + 4 classi sismiche	Opere di demolizione	122.365	37,18	13,02
Aquila (AQ):	Opere energetiche	23.133	7,03	2,46
IS-V=78% PAM=1,61% + 3 classi sismiche	Opere di finitura	280.305	85,18	29,82
+3 classi energetiche	Totale	1.043.190	317,00	110,99

6.5 Analisi dei tempi di esecuzione delle lavorazioni

Di seguito, in Tabella 73, si riporta il confronto tra i livelli prestazionali in termini di sicurezza, di riduzione delle perdite attese, ed efficientamento energetico con i diversi livelli di intervento ed i relativi tempi di esecuzione degli stessi, espressi in giorni lavorativi. Si noti che, è stato possibile stimare in prima approssimazione le tempistiche di ogni livello di intervento calcolando dapprima la quota parte del costo di ogni voce legata alla manodopera e, poi, ipotizzando una squadra di cantiere

tipo, composta da un operaio specializzato, un operaio qualificato e un operaio semplice (dal costo totale di 102,31 €/h).

Tabella 73: Analisi dei tempi di esecuzione degli interventi

Livello progettazione	Descrizione	1 Squadra	2 Squadre	3 Squadre	
I Livello Stenico (TN): IS-V=153% PAM=0,43% + 4 classi sismiche	Opere strutturali	157 gg	78 gg	52 gg	
	Opere di demolizione	70 gg	35 gg	23 gg	
	Aquila (AQ): IS-V=50% PAM=2,60% + 2 classi sismiche	Opere energetiche	2 gg	1 gg	1 gg
	Opere di finitura	99 gg	49 gg	33 gg	
+1 classe energetica	Totale	327 gg	164 gg	109 gg	
II Livello Stenico (TN): IS-V=227% PAM=0,39% +4 classi sismiche	Opere strutturali	271 gg	135 gg	90 gg	
	Opere di demolizione	99 gg	50 gg	33 gg	
	Aquila (AQ): IS-V=77% PAM=1,64% + 3 classi sismiche	Opere energetiche	6 gg	3 gg	2 gg
	Opere di finitura	132 gg	66 gg	44 gg	
+3 classi energetiche	Totale	507 gg	254 gg	169 gg	
III livello Stenico (TN): IS-V=231% PAM=0,39% + 4 classi sismiche	Opere strutturali	317 gg	158 gg	106 gg	
	Opere di demolizione	103 gg	52 gg	34 gg	
	Aquila (AQ): IS-V=78% PAM=1,61% + 3 classi sismiche	Opere energetiche	6 gg	3 gg	2 gg
	Opere di finitura	137 gg	68 gg	46 gg	
+3 classi energetiche	Totale	562 gg	281 gg	187 gg	

6.6 Analisi costi benefici

È stata effettuata un'analisi di pareggio al fine di individuare il tempo in cui si ammortizzano i costi dei vari interventi. I valori ottenuti sono stati attualizzati al fine di ricavare il valore attuale netto (VAN). È stato considerato un intervallo di tempo corrispondente alla durata residua dell'edificio di 50 anni e tre tassi di rendimento r pari a 1%, 2,5% e 5%. Il valore dell'edificio è stato calcolato considerando un costo di costruzione di 916,80 €/m², stimato in funzione della categoria tipologico-funzionale [45]. Il valore dell'immobile è risultato di conseguenza essere di 3.337.152 €. Sono stati considerati entrambi i livelli di pericolosità sismica come per le analisi precedenti. Sono state valutate la variazione di PAM ottenuta attraverso gli interventi di miglioramento strutturale e la diminuzione dei consumi dell'edificio ottenuta a seguito del miglioramento energetico, nell'ottica di rendere gli interventi integrati. È stato stimato un costo dell'energia di 0,06256 €/kWh. In Figura 176, Tabella 74, Figura 177 e Tabella 75 si riportano i risultati relativi alle analisi costi benefici e al tempo di rientro.

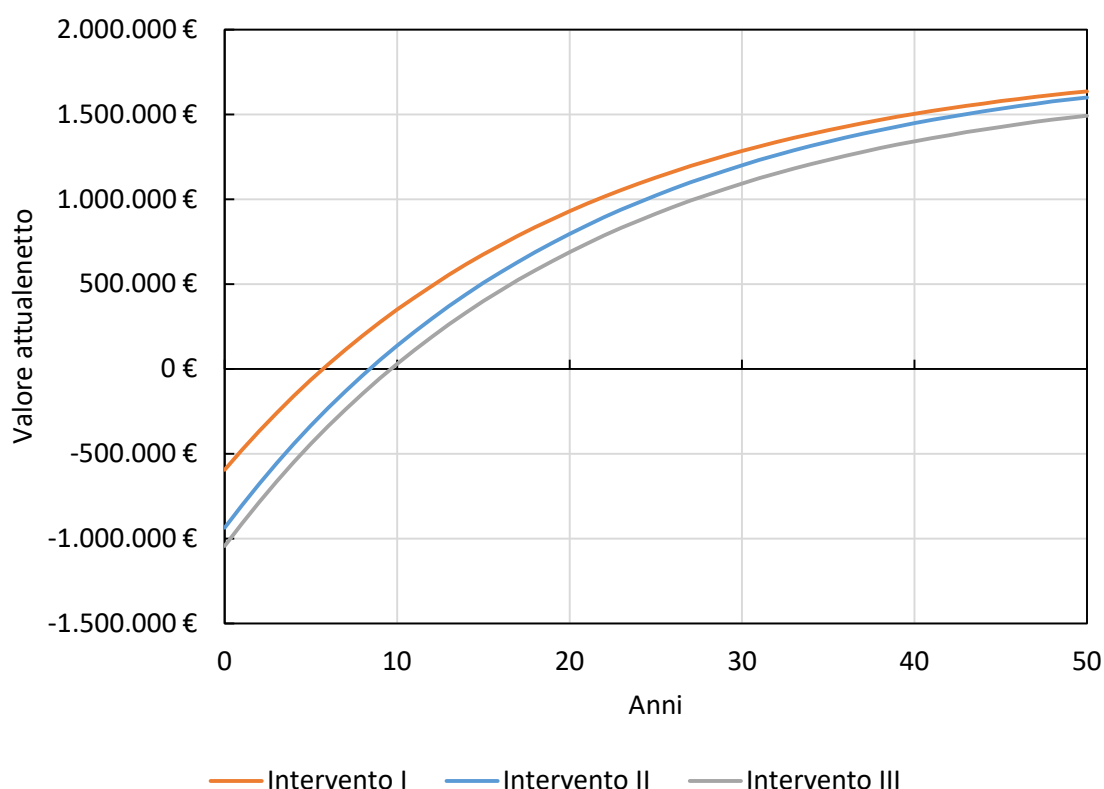


Figura 176: Andamento del VAN e punto di pareggio per i diversi interventi ($r = 5\%$, Stenico (TN))

Tabella 74: Tempo di rientro per i diversi interventi (Stenico (TN))

Intervento	Costi intervento [euro]	PAM			Classe energetica			Δ Intervento	Tempo di rientro [anni]		
		Classe	Valore	Δ PAM [euro/anno]	Classe	Valore [kWh/m2anno]	Δ risparmio energetico [euro/anno]		r 1%	r 2,5%	r 5%
Stato di fatto	-	D	3,39%	-	G	281,03	-	-	-	-	-
Intervento I	593.691 €	A+	0,43%	98.780 €	F	178,14	23.430 €	122.210 €	5	7	7
Intervento II	935.621 €	A+	0,39%	100.115 €	D	110,42	38.851 €	138.966 €	5	7	8
Intervento III	1.043.190 €	A+	0,39%	100.115 €	D	110,37	38.862 €	138.977 €	5	8	9

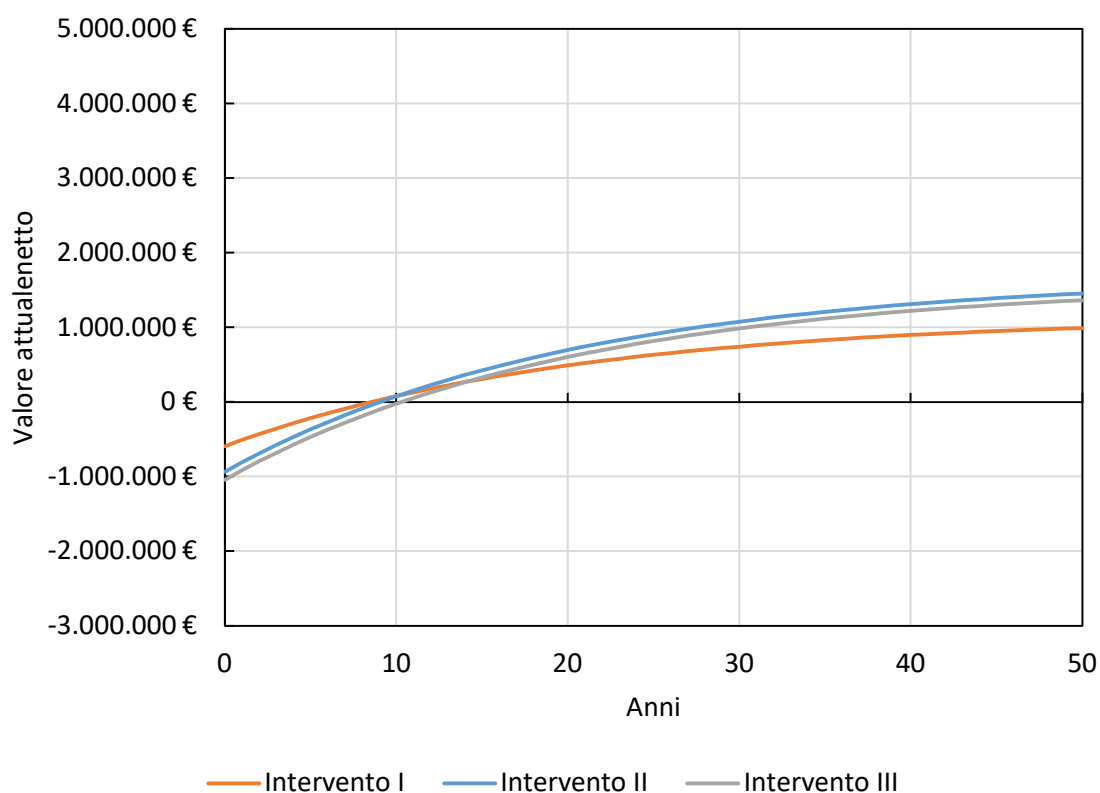


Figura 177: Andamento del VAN e punto di pareggio per i diversi interventi ($r = 5\%$, L'Aquila (AQ))

Tabella 75: Tempo di rientro per i diversi interventi (L'Aquila (AQ))

Intervento	Costi intervento [euro]	PAM			Classe energetica			Δ Intervento	Tempo di rientro [anni]		
		Classe	Valore	Δ PAM [euro/anno]	Classe	Valore [kWh/m2anno]	Δ risparmio energetico [euro/anno]		r 1%	r 2,5%	r 5%
Stato di fatto	-	F	4,66%	-	G	218,04	-	-	-	-	-
Intervento I	593.691 €	D	2,60%	68.745 €	F	138,67	18.074 €	86.819 €	7	7	9
Intervento II	935.621 €	C	1,64%	100.782 €	D	86	30.068 €	130.850 €	7	7	9
Intervento III	1.043.190 €	C	1,61%	101.783 €	D	85,96	30.077 €	131.860 €	8	9	10

Si può notare che nel caso di Stenico (TN), la soluzione più adatta risulta essere quella proposta nell'intervento I. Infatti questa soluzione presenta un tempo di rientro inferiore agli altri interventi garantendo comunque un livello di sicurezza comparabile. Il valore attualizzato al termine della vita utile è lo stesso per tutti i tipi di intervento, confermando quindi la convenienza di attuare il primo intervento. Nel caso in cui la pericolosità sismica sia più elevata (L'Aquila (AQ)) risultano più efficaci gli interventi II e III. Le tre soluzioni hanno lo stesso tempo di rientro ma gli interventi che prevedono anche il rinforzo delle pareti garantiscono un maggiore livello di sicurezza e un maggiore valore attualizzato al termine della vita utile.

6.7 Livelli di intervento aggiuntivi

In questo progetto è stata proposta una tecnica di rinforzo che prevede l'utilizzo di pannelli in CLT al fine di migliorare il comportamento sismico della struttura. Come precedentemente illustrato, sono stati studiati due interventi che prevedono l'applicazione di questa tecnica di rinforzo sulle pareti dei tre livelli inferiori della struttura (INTERVENTO II) e su tutte le pareti della struttura (INTERVENTO III). Si noti, come indicato in precedenza, che questi interventi riguardano l'applicazione, sia sulle pareti esterne che quelle interne, del rinforzo sui soli maschi murari. Tuttavia, considerando il tipo di struttura e le performance richieste, possono essere ipotizzate alcune ulteriori configurazioni di rinforzo. Con lo scopo di ottimizzare il rapporto costi/benefici dell'intervento sulle pareti verticali, vengono di seguito ipotizzati una serie di livelli di intervento aggiuntivi, definiti mediante le seguenti considerazioni:

- Si ipotizza un'ulteriore configurazione di intervento, andando a rinforzare anche le pareti appartenenti ai soli due piani inferiori, ovvero quelli che solitamente risultano essere i più sollecitati alle azioni nel piano;
- Si ipotizza di applicare i pannelli di rinforzo in CLT non solo su maschi murari ma anche sulle fasce di piano;
- Si considera la possibilità di rinforzare solamente le pareti perimetrali, ottimizzando l'intervento sia per il miglioramento del comportamento energetico che di quello strutturale.

6.7.1 Descrizione dei livelli di intervento

Ogni stadio di intervento viene denominato con il livello di invasività crescente utilizzato precedentemente (dal I livello, il meno invasivo dove si esegue il rinforzo sui soli solai, fino al III livello, dove il rinforzo viene applicato anche alle pareti verticali disposte su tutti i piani dell'edificio),

aggiungendo a questa sigla una o più lettere che evidenziano le peculiarità che lo differenziano dagli interventi precedentemente analizzati. La lettera “F” indica che, oltre ai maschi murari, viene previsto anche il rinforzo delle fasce di piano. Invece, la lettera “E” indica che viene previsto il rinforzo delle sole pareti perimetrali dell’edificio, lasciando in condizioni non rinforzate quelle interne.

Seguendo questa suddivisione, vengono considerati gli interventi aggiuntivi riportati nella Tabella 76. Si noti come venga considerato anche un ulteriore livello di intervento, dominato II* (con invasività compresa tra gli interventi di livello I e II), che prevede il rinforzo delle pareti verticali dei primi due piani dell’edificio (piano terra e primo piano). Il possibile livello di intervento che coinvolge il rinforzo unicamente del primo livello della struttura non viene preso in considerazione in quanto, analizzando il quadro fessurativo dell’edificio esistente, si nota come le lesioni interessino comunque diversi livelli dell’opera.

Tabella 76: Descrizione di tutti i livelli di intervento previsti

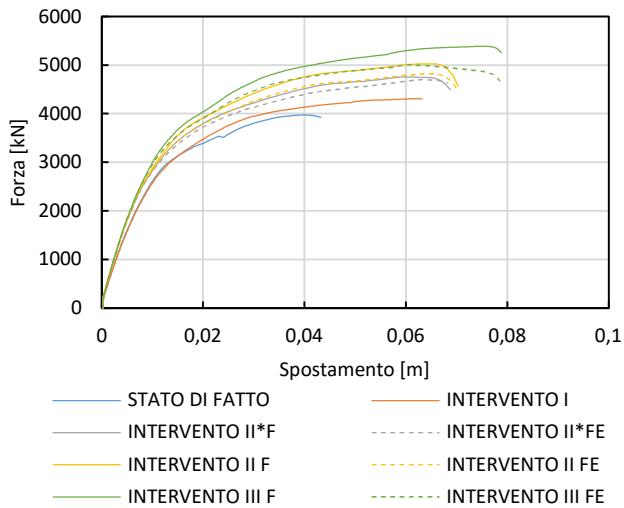
Intervento	Descrizione
INTERVENTO I	Rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura
INTERVENTO II* FE	Rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura, rinforzo dei maschi murari e delle fasce di piano appartenenti alle sole pareti esterne del piano terra e del primo piano mediante l'uso di pannelli in CLT
INTERVENTO II* F	Rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura, rinforzo dei maschi murari e delle fasce di piano appartenenti alle pareti del piano terra e del primo piano mediante l'uso di pannelli in CLT
INTERVENTO II FE	Rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura, rinforzo dei maschi murari e delle fasce di piano appartenenti alle sole pareti esterne del piano terra, del primo piano e del secondo piano mediante l'uso di pannelli in CLT
INTERVENTO II	Rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura, rinforzo dei maschi murari appartenenti alle pareti del piano terra, del primo piano e del secondo piano mediante l'uso di pannelli in CLT
INTERVENTO II F	Rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura, rinforzo dei maschi murari e delle fasce di piano appartenenti alle pareti del piano terra, del primo piano e del secondo piano mediante l'uso di pannelli in CLT
INTERVENTO III FE	Rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura e rinforzo di tutti i maschi murari e le fasce di piano appartenenti alle sole pareti esterne mediante l'uso di pannelli in CLT
INTERVENTO III	Rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura e rinforzo di tutti i maschi murari appartenenti alle pareti mediante l'uso di pannelli in CLT
INTERVENTO III F	Rinforzo dei solai lignei di interpiano e della copertura e rinforzo di tutti i maschi murari e le fasce di piano appartenenti alle pareti mediante l'uso di pannelli in CLT

6.7.2 Analisi strutturale

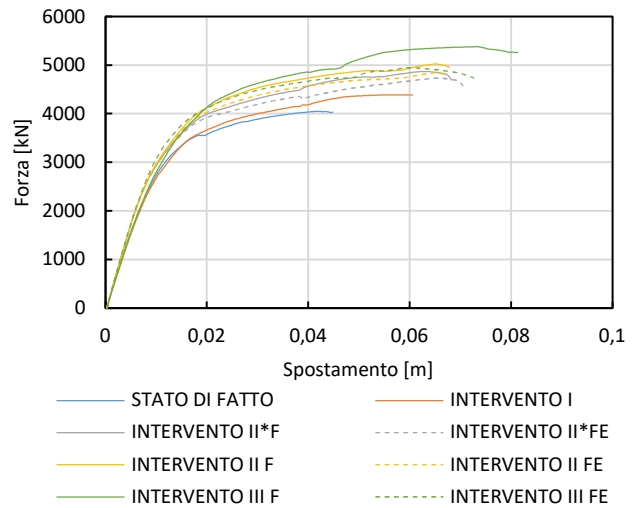
Le analisi statiche non lineari (pushover) sono state condotte seguendo le indicazioni fornite dalle NTC 2018 [20]. Per semplicità, tra tutte le combinazioni calcolate, vengono di seguito riportate le sole 4 combinazioni ottenute considerando una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare (Gruppo 1, G1), applicata con eccentricità nulla (E0) sia lungo la direzione X che Y, considerando sia i versi positivi (X+ e Y+) che negativi (X- e Y-).

Nella Figura 178, si può notare il progressivo miglioramento del comportamento globale all'aumentare dei livelli di intervento aggiuntivi previsti. In Tabella 77 viene riportato il calcolo

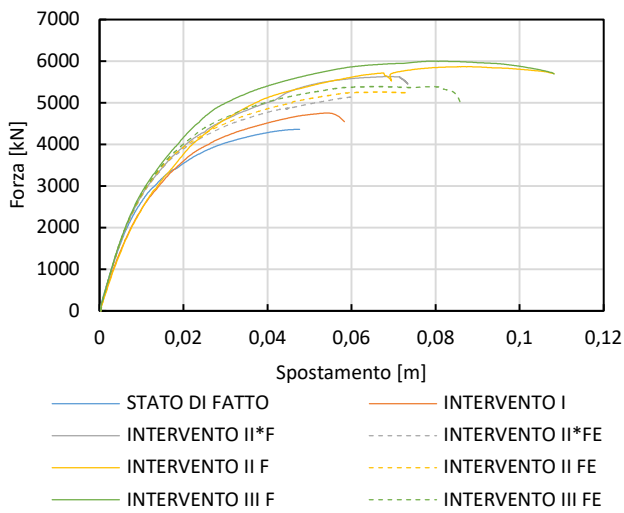
dell'indice IS-V e PAM e della classe di rischio sismico riferite alla localizzazione dell'edificio a L'Aquila (AQ) per i livelli di intervento aggiuntivi considerati. Si noti che questi valori sono stati calcolati facendo riferimento alle analisi riportate in Figura 171 (distribuzione di forze di Gruppo 1, G1, con eccentricità nulla). Per quanto riguarda l'indice IS-V si nota un progressivo miglioramento del livello di sicurezza della struttura all'aumentare del livello di intervento, fino al raggiungimento dell'adeguamento sismico, a seguito dell'INTERVENTO III F. La classe di rischio sismico risulta vincolata, analogamente a quanto testimoniato nei capitoli precedenti, dal valore dell'indice PAM che porta la struttura a raggiungere una classe massima B. Il rinforzo delle fasce di piano comporta un miglioramento del comportamento globale della struttura con incrementi dell'indice IS-V dal 7% (da INTERVENTO III a INTERVENTO III F) al 13,3% (da INTERVENTO II a INTERVENTO II F). Per quanto riguarda il rinforzo delle pareti interne, si nota un notevole miglioramento dell'indice di sicurezza per la vita in particolar modo per gli interventi di livello II F e III F (oltre il 30%) se confrontati con i corrispondenti interventi II F E e III F E.



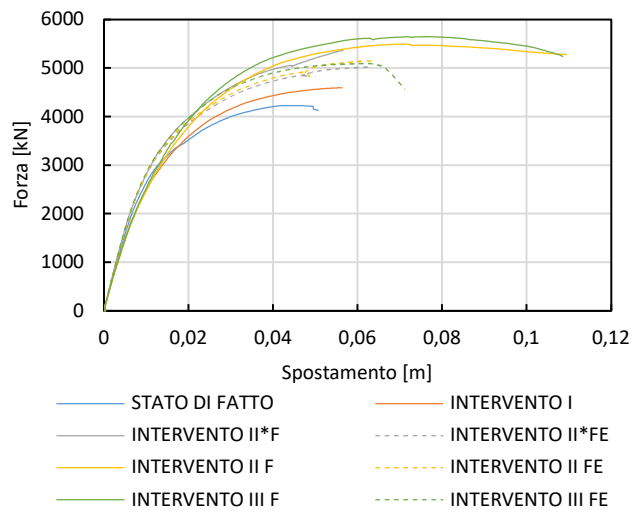
a) Distribuzione GI, X+, E0



b) Distribuzione GI, X-, E0



c) Distribuzione GI, Y+, E0



d) Distribuzione GI, Y-, E0

Figura 178: Curve pushover della struttura rinforzata considerando i nuovi livelli di intervento

Tabella 77: Classe di rischio sismico, L'Aquila (AQ), considerando gli interventi aggiuntivi, riferite alle analisi riportate in Figura 178

Analisi	ISV		PAM		CRS
	VALORE	CLASSE	VALORE	CLASSE	
SDF	39,6%	D	3,9%	E	E
INTERVENTO I	53,2%	C	2,6%	D	D
INTERVENTO II*FE	55,0%	C	2,3%	C	C
INTERVENTO II*F	58,6%	C	2,4%	C	C
INTERVENTO II FE	62,3%	B	2,3%	C	C
INTERVENTO II	81,5%	A	1,6%	C	C
INTERVENTO II F	94,8%	A	1,5%	B	B
INTERVENTO III FE	71,4%	B	2,3%	C	C
INTERVENTO III	93,0%	A	1,5%	B	B
INTERVENTO III F	100,0%	A+	1,5%	B	B

6.7.3 Analisi energetica

Per quanto riguarda l'analisi energetica dell'edificio, gli interventi previsti riguardano le sole superfici opache verticali e orizzontali, procedendo in modo analogo a quanto riportato nei capitoli precedenti. Di conseguenza, si prevede l'applicazione di soluzioni integrate composte da pannelli in CLT affiancati a isolamento termico per i piani rinforzati e soluzioni di coibentazione interna sulle altre pareti perimetrali. Viene inoltre considerata la coibentazione della copertura. Tutti gli interventi aggiuntivi considerati portano al raggiungimento della classe energetica D, sia nell'ipotesi di localizzazione dell'edificio a Stenico (TN) che a L'Aquila (AQ).

6.7.4 Analisi dei costi e dei tempi di lavorazione

Analogamente a quanto fatto in precedenza, al fine di quantificare i costi di intervento connessi ai nuovi livelli di rinforzo, è stato stilato un computo metrico estimativo in accordo con l'Elenco Prezzi della Provincia Autonoma di Trento [35] e, per le voci non presenti su questo documento, si è invece fatto riferimento ai prezzi commerciali forniti dai singoli produttori. Le voci computate sono relative a tutti gli interventi di tipo strutturale, di demolizione, di miglioramento energetico e di finitura. Eccetto dove viene segnalato diversamente, ogni prezzo unitario si intende comprensivo sia del costo della fornitura che di quello della posa in opera. Anche in questo caso, per ogni voce è stata poi scorporata, in modo semplificato, la percentuale di manodopera.

Nella Tabella 78 viene riportata l'analisi riguardante l'utilizzo della tecnica di rinforzo prevista per le pareti perimetrali, ovvero quella che sfrutta l'applicazione di pannelli in CLT affiancati ad uno strato di coibentazione. Nella Tabella 79 viene riportata l'analisi riguardante l'utilizzo della tecnica

di rinforzo prevista per le pareti interne, ovvero quella che sfrutta l'applicazione di pannelli in CLT senza lo strato di coibentazione. Invece, nella *Tabella 78*, viene riportata l'analisi relativa all'applicazione del pacchetto di coibentazione interna, che viene prevista sulle pareti perimetrali dei livelli non rinforzati.

Tabella 78: Analisi dei costi dell'intervento di rinforzo delle pareti mediante pannelli in CLT con isolante

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m ²]	Quota manodopera [€/m ²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Pannelli in CLT da 60 mm	100,66	40,65
Connettori	30,00	12,11
Isolante EPS100 G	7,13	1,69
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	178,58	75,51

Tabella 79: Analisi dei costi dell'intervento di rinforzo delle pareti mediante pannelli in CLT senza isolante

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m ²]	Quota manodopera [€/m ²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Pannelli in CLT da 60 mm	100,66	40,65
Connettori	30,00	12,11
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	171,45	73,83

Tabella 80: Analisi dei costi dell'intervento di coibentazione interna delle pareti

Descrizione	Prezzo Unitario [€/m ²]	Quota manodopera [€/m ²]
Rimozione intonaco interno	13,08	9,86
Membrana traspirante	3,10	0,39
Isolante EPS100 G	7,13	1,69
Freno vapore	3,00	0,36
Cartongesso	15,00	6,99
Finitura superficiale	6,61	3,46
Totale	47,92	22,75

In *Tabella 81*, *Tabella 82* e *Tabella 83* vengono riportati i costi totali degli interventi di rinforzo aggiuntivi precedentemente descritti. Si noti come il costo totale venga poi adimensionalizzato in

funzione dei metri quadri di superficie calpestabile (pari a circa 3.291 m²) ed in funzione della volumetria dell'edificio (pari a circa 9.399 m³).

*Tabella 81: Costo totale degli interventi aggiuntivi di livello II**

Livello progettazione	Descrizione	Importo [€]	[€/m²]	[€/m³]
II*F E livello	Opere strutturali	397.736	120,86	42,32
	Opere di demolizione	108.351	32,92	11,53
	Opere energetiche	22.604	6,87	2,40
	Opere di finitura	250.616	76,16	26,66
	Totale	779.306	236,81	82,91
II*F livello	Opere strutturali	474.863	144,30	50,52
	Opere di demolizione	116.072	35,27	12,35
	Opere energetiche	22.604	6,87	2,40
	Opere di finitura	266.973	81,13	28,40
	Totale	880.511	267,56	93,68

Tabella 82: Costo totale degli interventi aggiuntivi di livello II

Livello progettazione	Descrizione	Importo [€]	[€/m²]	[€/m³]
II F E livello	Opere strutturali	447.499	135,98	47,61
	Opere di demolizione	108.351	32,92	11,53
	Opere energetiche	22.604	6,87	2,40
	Opere di finitura	250.616	76,16	26,66
	Totale	829.069	251,93	88,21
II F livello	Opere strutturali	552.423	167,87	58,77
	Opere di demolizione	118.855	36,12	12,65
	Opere energetiche	22.604	6,87	2,40
	Opere di finitura	272.868	82,92	29,03
	Totale	966.749	293,77	102,85

Tabella 83: Costo totale degli interventi aggiuntivi di livello III

Livello progettazione	Descrizione	Importo [€]	[€/m ²]	[€/m ³]
III F E livello	Opere strutturali	513.901	156,16	54,68
	Opere di demolizione	108.351	32,92	11,53
	Opere energetiche	22.604	6,87	2,40
	Opere di finitura	250.616	76,16	26,66
	Totale	895.472	272,11	95,27
III F livello	Opere strutturali	652.907	198,40	69,46
	Opere di demolizione	122.266	37,15	13,01
	Opere energetiche	22.604	6,87	2,40
	Opere di finitura	280.096	85,11	29,80
	Totale	1.077.873	327,54	114,68

Allo stesso modo si riportano in *Tabella 84*, *Tabella 85* e *Tabella 86* la stima approssimata dei tempi di esecuzione di ogni livello di rinforzo aggiuntivo previsto. Anche in questo caso è stata ipotizzata una squadra di cantiere tipo, composta da un operaio specializzato, un operaio qualificato e un operaio semplice (dal costo totale di 102,31 €/h).

Tabella 84: Tempistiche per gli interventi aggiuntivi di livello II*

Livello progettazione	Numero squadre	Giorni
II*F E livello	1 Squadra	426
	2 Squadre	213
	3 Squadre	142
II*F livello	1 Squadra	479
	2 Squadre	240
	3 Squadre	160

Tabella 85: Tempistiche per gli interventi aggiuntivi di livello II

Livello progettazione	Numero squadre	Giorni
II F E livello	1 Squadra	451
	2 Squadre	225
	3 Squadre	150
II F livello	1 Squadra	523
	2 Squadre	261
	3 Squadre	174

Tabella 86: Tempistiche per gli interventi aggiuntivi di livello III

Livello progettazione	Numero squadre	Giorni
III F E livello	1 Squadra	483
	2 Squadre	242
	3 Squadre	161
III F livello	1 Squadra	579
	2 Squadre	290
	3 Squadre	193

Gli interventi di rinforzo di tipo “F” presentano un aumento di costo e tempi di lavorazione minimi rispetto a quelli che non prevedono il consolidamento delle fasce di piano (non superiore al 3% per il livello III). Risulta invece più sostanziale le differenze di costo e di tempi di esecuzione legate al rinforzo delle pareti interne, le quali incidono fino ad un massimo del 20% per il livello III.

6.7.5 Considerazioni finali

Considerando l’analisi strutturale, energetica e quella legata ai costi e ai tempi di lavorazione, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Il progressivo rinforzo dei vari livelli dell’edificio comporta un parallelo aumento sia dell’indice IS-V sia dei costi e dei tempi di lavorazione;
- L’applicazione del rinforzo sulle fasce di piano risulta conveniente in quanto permette di migliorare il comportamento sismico della struttura a seguito di un minimo aumento dei costi e dei tempi di esecuzione. A titolo esemplificativo, l’INTERVENTO II F consegue, con riferimento all’INTERVENTO II, un aumento dell’indice IS-V del 13,3% con un aumento contenuto dei costi e dei tempi di lavorazione rispettivamente del 3,3% e 2,9%;
- Il rinforzo delle pareti perimetrali unito a quello delle pareti interne comporta un sostanziale miglioramento della classe di rischio sismico a scapito di un incremento dei costi e dei tempi di lavorazione. Per esempio, l’INTERVENTO III F consente di conseguire, con riferimento all’INTERVENTO III F E, un incremento dell’indice di sicurezza per la vita del 28,6% con una spesa totale più onerosa del 20,4%. Tali considerazioni risultano fortemente dipendenti dalla geometria della struttura in esame, che presenta oltre il 40% di superficie da rinforzare legata alle pareti interne. Vale la pena sottolineare come, nell’ipotesi di intervenire sulle sole pareti perimetrali, il rinforzo delle pareti potrebbe essere eseguito operando dall’esterno dell’edificio, consentendo la regolare continuazione delle attività all’interno dell’edificio. Appare evidente come tale configurazione richiederebbe una particolare attenzione al sistema di collegamento tra gli orizzontamenti e l’involucro murario (attualmente garantito dalle

connessioni che collegano i pannelli CLT a rinforzo delle pareti con quelli disposti al di sopra dell'impalcato), così da favorire un ottimale comportamento “scatolare” dell'edificio. In questa sede, vista la necessità di intervenire sugli orizzontamenti, necessità che determina comunque un'inevitabile interruzione dell'uso della struttura, si è deciso di scartare l'ipotesi di applicare i pannelli CLT esterno delle pareti (per ulteriori informazioni riguardo a possibili stratigrafie del rinforzo nel caso in cui i pannelli lignei siano posti sul lato esterno delle pareti, si rimanda a [46], [43]).

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] E. Borri e A. De Maria, *Tabelle di correlazione tra IQM e tabelle delle NTC 2008*, Rete di Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (RELUIS), 2009.
- [2] *EN 1015-11. Methods of test for mortar for masonry - Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*, 2019.
- [3] *Standard Test Methods for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)*, ASTM International, Pennsylvania, United States, 2008.
- [4] *Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes*, New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE), 2015.
- [5] J. Valek e R. Veiga, «Characterisation of mechanical properties of historic mortars - testing of irregular samples,» in *Proceedings structural studies, repairs and maintenance of heritage architecture XI*, Malta, 2005.
- [6] D. Liberatore, N. Masini, L. Sorrentino, V. Racina, M. Sileo, O. Al Shawa e L. Frezza, «Static penetration test for historical masonry mortar,» *Construction and building materials*, vol. 122, pp. 810-822, 2016.
- [7] R. Lumantarna, *Material Characterisation of New Zealand's Clay Brick Unreinforced Masonry Buildings*, Doctoral dissertation, University of Auckland, Department of Civil and Environmental Engineering, 2012.
- [8] *EN 771-1:2011+A1:2015, Specification for masonry units – Part 1: Clay masonry units*, 2015.
- [9] *Standard Test Methods for Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile*, ASTM International, Pennsylvania, United States, 2003.
- [10] *UNI EN 1926. Metodi di prova per pietre naturali. Determinazione della resistenza a compressione uniassiale*, 2007.
- [11] *UNI 11035-1:2010: Legno strutturale, Classificazione*, Ente Italiano di Normazione (UNI), 2010 a.
- [12] *UNI 11035-2:2010: Legno strutturale, Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica - Parte 2: Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza meccanica e valori caratteristici per tipi di legname strutturale*, Ente Italiano di Normazione (UNI), 2010 b.

-
- [13] EN 338, *Structural timber - Strength classes*, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2009.
- [14] NTC-Circolare, *Circolare 21 gennaio 2019, n. 617 Istruzioni per l' applicazione delle " Norme tecniche per le costruzioni " di cui al D. M. 17 gennaio 2018*, 2019.
- [15] M. Drdácký, «Testing of historic mortars on non-standard small size specimens,» in *In-situevaluation & non-destructive testing of historic wood and masonry structures*, 2007.
- [16] M. Drdácký, «Non-Standard Testing of Mechanical Characteristics of Historic Mortars,» *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 5, pp. 383-394, 2011.
- [17] M. Drdácký, D. Mašín e M. S. Z. Mekonone, «Compression tests on non-standard historic mortar specimens,» in *Proceedings Historical Mortar conference*, Lisbon, 2008.
- [18] I. Giongo, E. Rizzi, D. Riccadonna e M. Piazza, «On-site testing of masonry shear walls strengthened with timber panels,» *Structures and Buildings*, 2021.
- [19] UNI 11035-2:2010: *Legno strutturale, Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica - Parte 2: Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza meccanica e valori caratteristici*, Ente Italiano di Normazione (UNI) , 2010 b.
- [20] NTC 2018-Decreto Ministeriale 17/1/2018 - *norme tecniche per le costruzioni*, Ministero delle Infrastrutture, Ministro dell'interno, and Capo del dipartimento della protezione civile, 2018.
- [21] G. Magenes e G. M. Calvi, «Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie,» in *Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto"*, Messina, 18-20 settembre 1996.
- [22] G. Magenes e A. Della Fontana, «Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Building,» in *Proc. of the British Masonry Society*, Messina, October 1998.
- [23] *Diaframmi lignei esistenti - Azioni nel piano, Rete di Laboratori Universitaria di Ingegneria Sismica (RELUIS)*, Reluis , 2017.
- [24] A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna e S. Resemini, «Non-linear Seismic Analysis of Masonry Structures,» in *Proc. XIII World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, 2004.
- [25] A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna e S. Cattari, «TREMURI program: Seismic Analyses of 3D Masonry Buildings,» University of Genoa, 2009.
- [26] A. Penna, S. Resemini, A. Galasco e S. Lagomarsino, «Non-linear seismic analysis of masonry structures,» in *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, 2004.

-
- [27] *D. M. 28 febbraio 2017, n. 58 recante: “Sisma Bonus - linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni nonché le modalità per l’attestazione, da parte di professionisti abilitati, dell’efficacia degli interventi effettuati*, Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2017.
- [28] *Decreto requisiti minimi. Decreto 26 giugno*, Ministero dello sviluppo economico. , 2015.
- [29] *Riscaldamento e raffrescamento degli edifici - Dati climatici - Parte I*, UNI 10349-1:2016.
- [30] M. A. Parisi, T. Poli, J. D. B. Cadena e A. Lazopoulou, «Sviluppo di soluzioni di rinforzo strutturale con posa speditiva,» *RELUIS DPC 2014-2018 Linea I -Muratura WP3 2.3*, 2018.
- [31] B. Roensmaens, L. Van Parys, J. Branco e T. Descamps, «Proposal of a CLT reinforcement of old timber floors: an interdisciplinary approach,» *Structural Analysis of Historical Constructions*, 2019.
- [32] J. M. Branco, M. Kekeliak e P. B. Lourenço, «In-plane stiffness of traditional timber floors strengthened with CLT,» *Material and joints in timber structures* , vol. 9, pp. 725-737, 2014.
- [33] A. Gubana e M. Melotto, «Experimental tests on wood-based in-plane strengthening solutions for the seismic retrofit of traditional timber floors,» *Construction and Building Materials*, vol. 191, p. 290–299, 2018.
- [34] M. A. Parisi e C. Tardini, *Analisi di vulnerabilità sismica della copertura lignea*, ReLUIS 2018 - Strutture in Muratura .
- [35] *Elenco Prezzi*, Provincia Autonoma di Trento, Dipartimento Infrastrutture e Mobilità, Ufficio Osservatorio e Preziario dei LL.PP., 2018.
- [36] M. Del Zoppo, M. Di Ludovico e A. Prota, «Analysis of FRCCM and CRM parameters for the in-plane shear strengthening of different URM types,» *Composites Part B*, n. 171, pp. 20-33, 2019.
- [37] D. Dizhur, M. Giaretton, I. Giongo e J. Ingham, «Seismic retrofit of masonry walls using timber strong-backs,» *SESOC J.*, pp. 30-44, 2017.
- [38] I. Giongo, G. Schiro e M. Piazza, *On the use of timber-based panels for the seismic retrofit*, Proceedings of the 3rd International Conference on Protection of: Mazzolani F.M., Lamas A., Calado L., Proenca J.M., Faggiano, 2017.
- [39] L. Pozza, F. Evangelista e R. Scotta, «CLT used as seismic strengthener for existing masonry walls,» in *ANIDIS 2017*, Pistoia, 2017.

-
- [40] I. Sustersic e B. Dujic, «Seismic strengthening of existing buildings with cross laminated timber panels,» in *WCTE*, Auckland, New Zealand, 2012.
- [41] D. Riccadonna, I. Giongo, G. Schiro, E. Rizzi e M. A. Parisi, «Experimental shear testing of timber-masonry dry connections for the seismic retrofit of unreinforced masonry shear walls,» *Construction and Building Materials*, n. 211, pp. 52-72, 2019.
- [42] E. Rizzi, I. Giongo, D. Riccadonna e M. Piazza, «Testing of irregular stone masonry strengthened with cross-laminated timber,» in *PROHITECH 2020 - 4th International Conference on Protection of Historical Construction*, 2020.
- [43] D. Cassol, M. Busselli, A. Prada e I. Giongo, «Timber-based integrated solutions for the seismic retrofit of URM walls,» in *CEES - International Conference on Construction Energy Environment and Sustainability*, Coimbra, Portugal, 2021.
- [44] D. Cassol, I. Giongo, J. Ingham e D. Dizhur, «Seismic out-of-plane retrofit of URM walls using timber strong-backs,» *Construction and Building Materials*, n. 269, 2021.
- [45] *Categorie tipologico-funzionali, costo medio di costruzione e contributo di costruzione*, Decreto del presidente della provincia autonoma di Trento 19 maggio 2017, n.8-61/leg, 2017.
- [46] M. Busselli, D. Cassol, A. Prada e I. Giongo, «Timber based integrated techniques to improve energy efficiency and seismic behaviour of existing masonry buildings,» *SUSTAINABILITY*, vol. 13, n. 18, p. 10379.
- [47] E. Mustafaraj e Y. Yardim, «In-plane shear strengthening of unreinforced masonry walls using GFRP jacketing,» *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol. 2, n. 62, pp. 330-336, 2018.
- [48] L. Binda, C. Tiraboschi e S. Abbaneo, «Experimental research to characterize masonry materials,» *Masonry International*, vol. 10, n. 3, pp. 63-104, 1997.
- [49] L. Binda e A. Anzani, «Caratteristiche statiche di strutture realizzate con materiali lapidei,» in *Seminario di Studio e Aggiornamento: 'Il Restauro della Pietra negli Edifici Storici'*, 1994.
- [50] L. Binda, G. Baronio e C. Tiraboschi, «Repair of brick-masonries by injection of grouts: experimental research,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 20, n. 1, pp. 29-44, 1993.
- [51] F. Smioldo, I. Paviani, I. Giongo, S. Zanon, R. Albatichi e M. Piazza.



Report

Progetto DPC-ReLUIs 2019-2021

WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati

CASO STUDIO: “GRANDE ALBERGO TERME DI COMANO”
STENICO (TN)

VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE A SEGUITO
DELL’INTERVENTO DI RINFORZO

N. Gattesco¹, E. Rizzi², S. Verza³ M. Vitali⁴

Trieste, 21 febbraio 2022

¹ Università degli Studi di Trieste, Dipartimento di Ingegneria e Architettura, Piazzale Europa N 1, Trieste, e-mail: gattesco@units.it

² Università degli Studi di Trieste, Dipartimento di Ingegneria e Architettura, Piazzale Europa N 1, Trieste, e-mail: emanuele.rizzi@units.it

³ Università degli Studi di Trieste, Dipartimento di Ingegneria e Architettura, Piazzale Europa N 1, Trieste, e-mail: sara.verza@dia.units.it

⁴ Università degli Studi di Trieste, Dipartimento di Ingegneria e Architettura, Piazzale Europa N 1, Trieste, e-mail: marcovitali1309@gmail.com

Indice dei contenuti

1	Introduzione: obiettivo e breve inquadramento	4
1.1	Descrizione dell'intervento di rinforzo	8
2	Modellazione strutturale	11
2.1	Modello non rinforzato a telaio equivalente (Midas GEN)	11
2.2	Determinazione delle cerniere plastiche da utilizzare nel modello a telaio equivalente	13
2.2.1	Elementi murari non rinforzati (URM).....	14
2.2.2	Elementi murari rinforzati con il sistema CRM (R1 e R2).....	17
2.2.3	Implementazione delle resistenze per i modelli rinforzati	22
2.3	Caratteristiche meccaniche dei materiali	22
2.3.1	Muratura.....	22
2.3.2	Rinforzo.....	23
2.4	Analisi numeriche	23
2.5	Confronto tra i risultati delle analisi pushover	28
3	Calcolo dell'accelerazione resistente per la struttura globale.....	30
3.1	Costruzione della curva di capacità del sistema SDOF equivalente secondo il "Capacity Spectrum Method"	30
3.2	Calcolo dell'accelerazione resistente	31
3.3	Confronto tra le accelerazioni resistenti.....	34
4	Verifiche locali.....	36
4.1	Calcolo accelerazione resistente fuori piano della parete non rinforzata: analisi cinematica lineare	36
4.1.1	Analisi cinematica lineare, verifica allo SLD	39
4.1.2	Analisi cinematica lineare, verifica allo SLV	40
4.2	Modelli numerici della parete rinforzata.....	41
4.3	Confronto dei risultati dei modelli numerici della parete	44
4.4	Calcolo dell'accelerazione resistente della parete rinforzata con lo spettro di piano.....	44

4.4.1	Spettro di piano.....	45
4.5	Confronto tra le accelerazioni resistenti per il comportamento fuori piano della parete rinforzata e non rinforzata e verifica comportamento fuori piano.....	48
5	Analisi economica.....	50
6	Conclusioni.....	52
	Bibliografia.....	53
	Appendice 1 – Tavole grafiche intervento.....	54
	Appendice 2 – computo metrico estimativo.....	68

1 INTRODUZIONE: OBIETTIVO E BREVE INQUADRAMENTO

Lo scopo di questo documento è analizzare due tecniche di rinforzo suddivise in due soluzioni diverse, applicate ad un edificio caso studio. L'obiettivo è quindi quello di illustrare le soluzioni di rinforzo proposte, di analizzarne l'efficacia in termini di resistenza e prestazione; viene anche fatta una breve analisi dei costi di realizzazione per poterne confrontare gli impatti economici, raffrontati anche alle prestazioni raggiunte.

L'edificio oggetto di studio è un albergo in disuso, situato nel comune di Stenico (TN) ed è noto come "Grande albergo Terme di Comano" (Figura 1).



Figura 1: Grande Albergo Terme di Comano, veduta dalla strada.

La struttura si sviluppa per tre piani in pietra, più due piani in mattoni, aggiunti in un secondo tempo, per un totale di 5 piani fuori terra. L'edificio è risalente ai primi del '900; la sopraelevazione è della fine degli anni 20. Negli anni '50 è stato fatto un ulteriore ampliamento del piano terra, aggiungendo il portico ad ovest e sud. Sono anche stati aggiunti dei poggioni in legno sulla parete sud.

La struttura risulta isolata, con pianta prevalentemente quadrata con un piccolo cavedio interno. I solai della parte di costruzione in pietra sono in legno mentre quelli della sopraelevazione in mattoni sono in laterocemento.

Negli anni '60 è stato aggiunto un ulteriore piano, decentrato rispetto alla pianta sottostante, che si estende solo parzialmente sulla pianta originaria.

Attorno agli anni '90 la struttura è stata abbandonata e attualmente risulta ancora in stato di abbandono; elevato è il degrado strutturale accumulato.

Per incrementare le prestazioni sismiche della struttura in esame si propongono due soluzioni di intervento denominate R1 e R2.

L'intervento R1 consiste nell'applicazione di un rinforzo con la tecnica CRM (Composite Reinforced Mortar) sulle pareti perimetrali esterne e della corte interna. Tale rinforzo sarà applicato solo sul lato esterno della muratura portante. Inoltre, per i solai si prevede il miglioramento dei collegamenti con la muratura grazie a tiranti in acciaio.

Il rinforzo CRM consiste nell'applicazione di una malta di calce di spessore 30 mm e l'inserimento di una rete preformata composta da fibre di vetro e resina epossidica (GFRP).

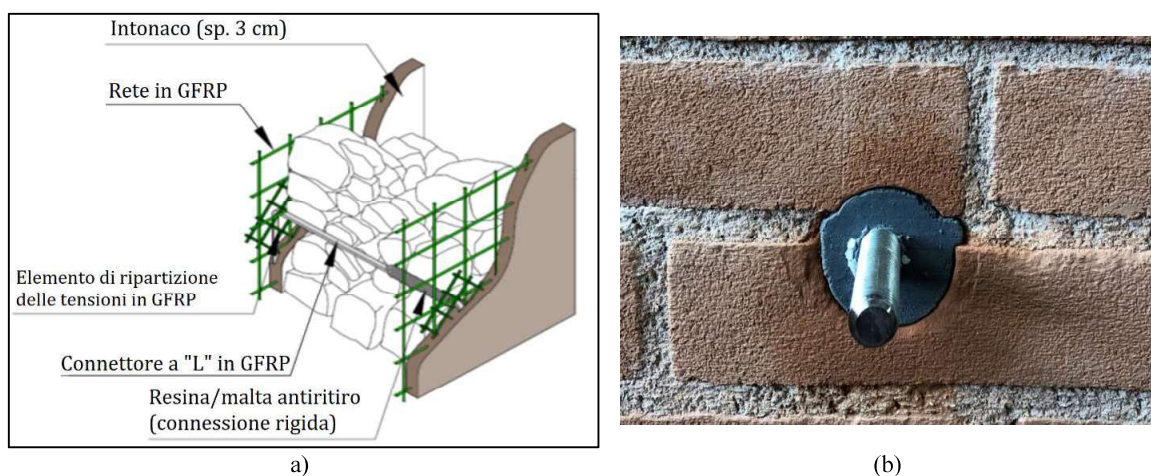


Figura 2: Dettagli rinforzo CRM: (a) applicato su entrambi i lati, (b) diatono artificiale visto dalla parte non rinforzata di una muratura rinforzata da un solo lato

È prevista l'applicazione di connettori a "L" iniettati, per collegare efficacemente l'intonaco armato alla muratura. Inoltre sono previsti dei diatoni artificiali, con barra di acciaio iniettata con malta cementizia, che hanno la funzione di contrastare la separazione dei paramenti che compongono la muratura. Nella [Figura 2a](#) è rappresentato il rinforzo applicato su entrambi i lati della muratura; mentre nella [Figura 2b](#) viene mostrato un diatono artificiale applicato su una muratura rinforzata da un solo lato.

PIANTA PIANO TERRA

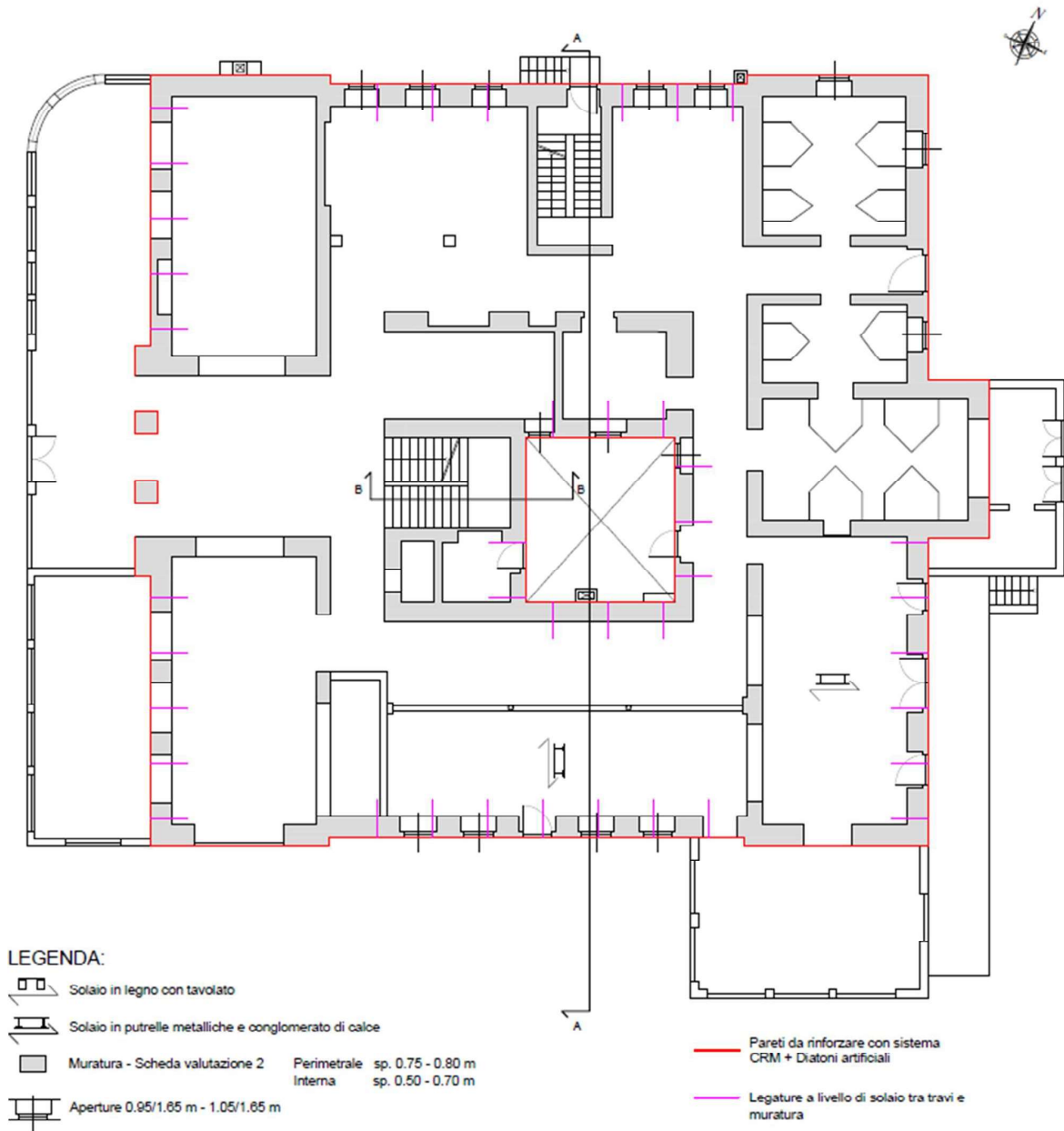


Figura 3: Applicazione del rinforzo da un solo lato della muratura (Tecnica R1). Viene evidenziata in rosso la posizione del rinforzo

L'intervento R2 consiste nell'applicare il rinforzo in CRM su entrambi i lati di tutte le pareti portanti della struttura. L'intervento sui solai prevede il miglioramento dei collegamenti con la muratura attraverso dei tiranti in acciaio.

PIANTA PIANO TERRA

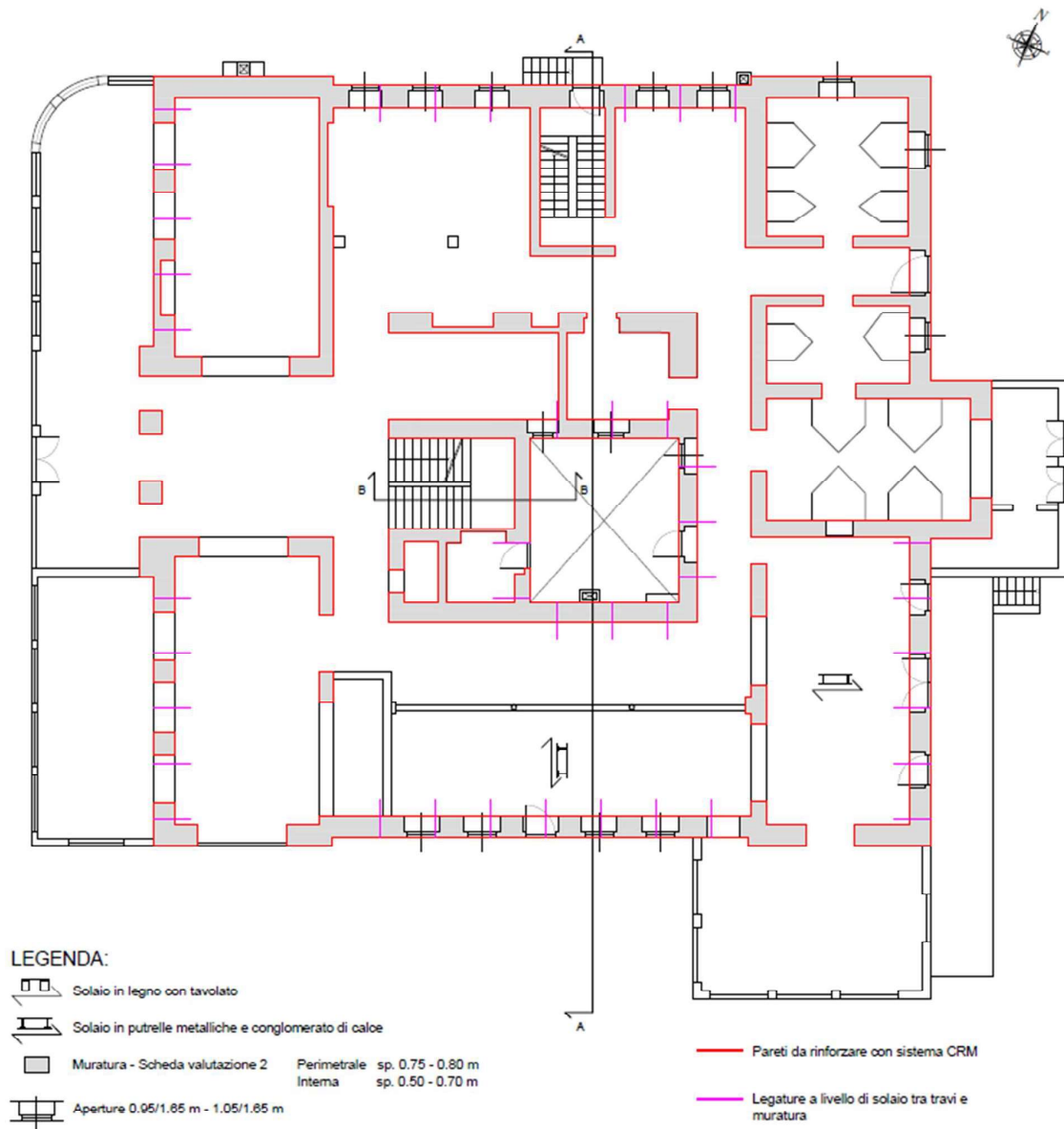


Figura 4: Applicazione del rinforzo su entrambi i lati della muratura (Tecnica R2). Viene evidenziata in rosso la posizione del rinforzo

Di seguito si fornisce una breve descrizione delle operazioni da effettuarsi per realizzare le due soluzioni.

1.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI RINFORZO

Le attività necessarie per realizzare gli interventi di rinforzo sono di seguito elencate.

FASI DI APPLICAZIONE DEL CRM SU UN LATO DELLA MURATURA (R1)

1. Demolizione dell'intonaco esistente all'esterno, in modo da mettere a nudo la muratura portante e rimozione della malta tra i giunti dei mattoni per una profondità di circa 10-15 mm.
2. Realizzazione dei fori (circa $\phi 16$ mm, 4/mq) con lunghezza iniettata di almeno 25 cm per i connettori a L e realizzazione dei fori (2/mq) per i diatoni ($\phi 50$ mm) con profondità che arriva fino a 5 cm dal bordo esterno o con foro passante. Sia i fori dei connettori che quelli dei diatoni vanno eseguiti a ridosso dei giunti di malta con successiva pulizia dei fori.
3. Creazione del diatono con inserimento della barra filettata e iniezione di malta tixotropica (Figura 5). In caso di vuoti, utilizzare una calza o una bussola di rete metallica fitta, per contenere la malta di iniezione.
4. Applicazione della rete lungo la superficie del muro.
5. Inserimento dei connettori a L (4/mq) nei fori precedentemente realizzati (Figura 2a).
6. Iniezione della resina epossidica nei fori dei connettori fino a completo riempimento, in modo da garantire l'aderenza tra connettore a L e muratura.
7. Applicazione dei fazzoletti di rete GFRP in corrispondenza dei connettori a L per migliorare l'ancoraggio dell'intonaco armato con la muratura.
8. Realizzazione di spinotti con barre in acciaio tipo AISI 316, $\phi 8$ mm, iniettate con resina epossidica nella fondazione, per una lunghezza di almeno 300 mm e posizionate col centro a 15mm dal bordo esterno della muratura, uscenti per almeno 400 mm.
9. Inumidimento della superficie e applicazione dell'intonaco sulla parete, spessore 30 mm.

Sezione laterale

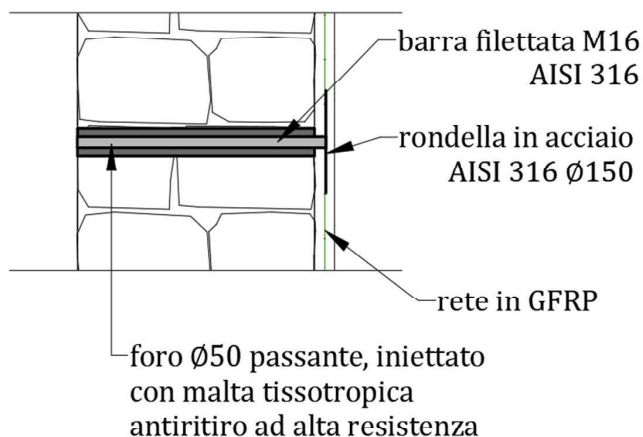


Figura 5: Particolare in sezione del diatono presente nella tecnica di rinforzo CRM su singolo lato

Sezione laterale

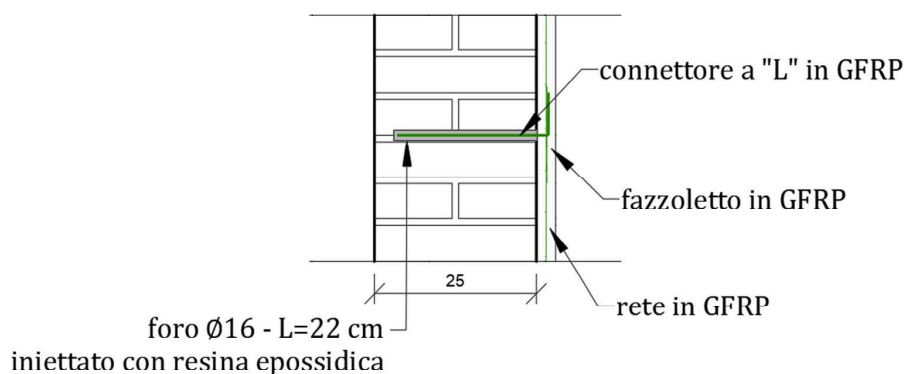


Figura 6: particolare in sezione del connettore presente nella tecnica di rinforzo CRM su singolo lato

FASI DI APPLICAZIONE DEL CRM SU ENTRAMBI I LATI DELLA MURATURA (R2)

1. Demolizione dell'intonaco esistente su entrambe le facce, in modo da mettere a nudo la muratura portante e rimozione della malta tra i giunti dei mattoni, per una profondità di 10-15 mm.
2. Realizzazione dei fori passanti ($\phi 24$ mm, 6/mq) per poter applicare i connettori a L, con sovrapposizione di almeno 16 cm all'interno della muratura per garantire l'efficacia della giunzione.
3. Applicazione della rete sulle due facce della muratura.
4. Inserimento dei connettori a L (6/mq) nei fori precedentemente realizzati.

5. Iniezione della resina epossidica nei fori dei connettori fino a completo riempimento, in modo da garantire l'aderenza tra connettore a L e muratura.
6. Applicazione dei fazzoletti di rete GFRP in corrispondenza dei connettori a L, per migliorare l'ancoraggio dell'intonaco armato con la muratura.
7. Realizzazione di spinotti con barre in acciaio tipo AISI 316, $\phi 8\text{mm}$, iniettate con resina nella fondazione, per una lunghezza di almeno 300 mm e posizionate col centro a 15mm dal bordo esterno della muratura, uscenti per almeno 400 mm.
8. Inumidimento della superficie e applicazione dell'intonaco sulle due facce della parete, spessore 30 mm.

In [Figura 7](#) è illustrato il dettaglio costruttivo del singolo connettore.

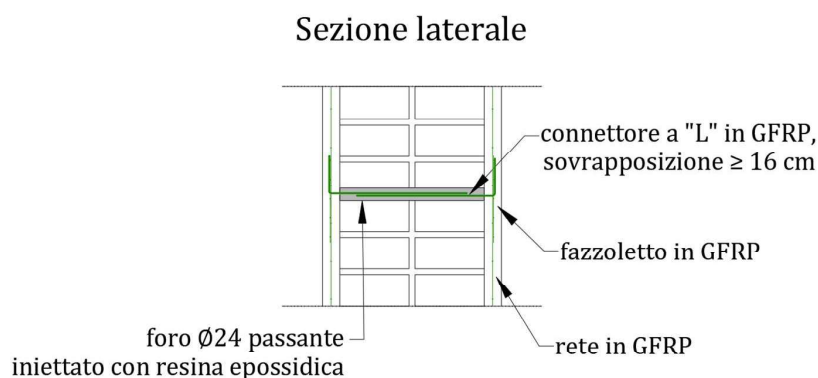


Figura 7: particolare in sezione dei connettori nel doppio rinforzo CRM

FASI DI INTERVENTO SUL SOLAIO:

Gli interventi sui solai, in entrambi i casi di rinforzo delle murature, consistono nell'applicazioni di due sistemi di legatura, uno per collegare le travi alla muratura e uno per cucire assieme le pareti ortogonali.

Il collegamento tra le travi e la muratura prevede le operazioni di seguito elencate:

1. Rimozione localmente dell'intonaco o controsoffitto presenti all'intradosso del solaio, in modo da esporre le travi in legno.
2. Realizzazione di fori passanti nella muratura alla quota delle travi del solaio.
3. Applicazione di tiranti in acciaio sulle travi, ancorati alla muratura tramite piastre o paletti in acciaio. I tiranti sono disposti seguendo l'orditura dei solai ogni circa 2.50 m.
4. Ripristino dell'intonaco o del controsoffitto del solaio.

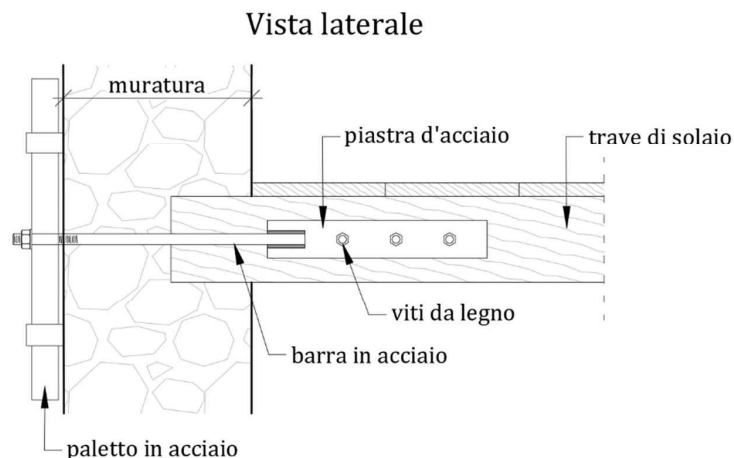


Figura 8: Esempio di connettore a paletto in acciaio, tra le travi di solaio e la muratura

Mentre per la cucitura delle pareti ortogonali, si eseguono le seguenti operazioni:

1. Realizzazione di fori passanti nella muratura.
2. Inserimento di barre $\phi 16$ mm, due a livello di solaio ed una ogni metro lineare di altezza.
3. Riempimento dei fori con malta cementizia.

2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

In questo capitolo si descrivono le operazioni effettuate per costruire i modelli 3D della struttura e le valutazioni e scelte effettuate per definire le cerniere plastiche che verranno poi adottate nei modelli utilizzati per l'analisi statica non lineare della struttura (pushover), sia nello stato di fatto che con l'applicazione delle due soluzioni di intervento proposte. Inoltre si descrivono i materiali scelti per la costruzione dei modelli, oltre alla tecnica di modellazione adottata.

Per valutare la risposta sismica del caso studio è stata effettuata un'analisi statica non lineare (pushover) condotta seguendo le indicazioni fornite dalle NTC 2018. L'edificio è stato analizzato utilizzando un modello a telaio equivalente realizzato con il software Midas GEN.

2.1 MODELLO NON RINFORZATO A TELAIO EQUIVALENTE (MIDAS GEN)

L'analisi dell'edificio prevede una modellazione tridimensionale a macroelementi, costituita da elementi di tipo beam (Figura 9).

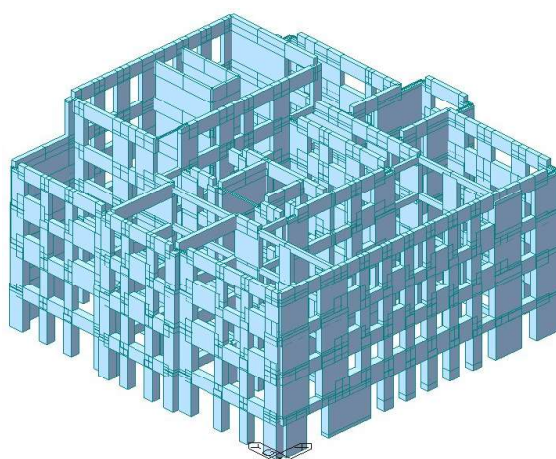


Figura 9: Modello a telaio equivalente del caso studio

I nodi vengono modellati come infinitamente rigidi, introducendo opportuni elementi indeformabili agli incroci tra maschi e fasce murarie (Figura 10). Per determinare la lunghezza di tali tratti rigidi si usa la schematizzazione di Dolce [1], per i maschi, e di Magenes, per le fasce.

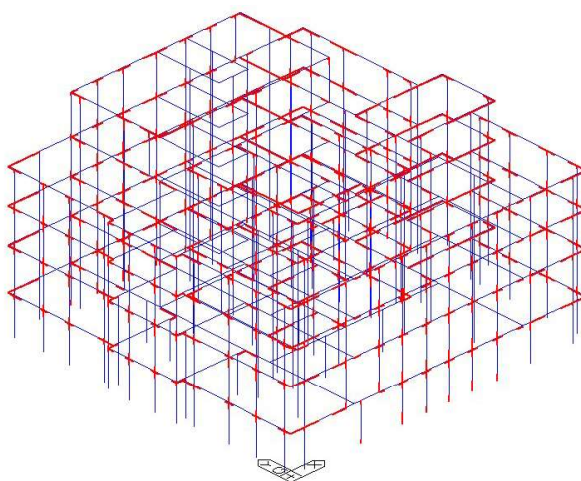


Figura 10: Individuazione dei tratti rigidi nel modello a telaio equivalente dell'intero edificio

Ad ogni asta viene poi assegnata una sezione le cui dimensioni sono state determinate a partire dalle piante e sezioni dei vari piani (Figura 9). Il sistema di fondazione viene trascurato e schematizzato con dei vincoli di incastro alla base di tutti i maschi murari (Figura 11).

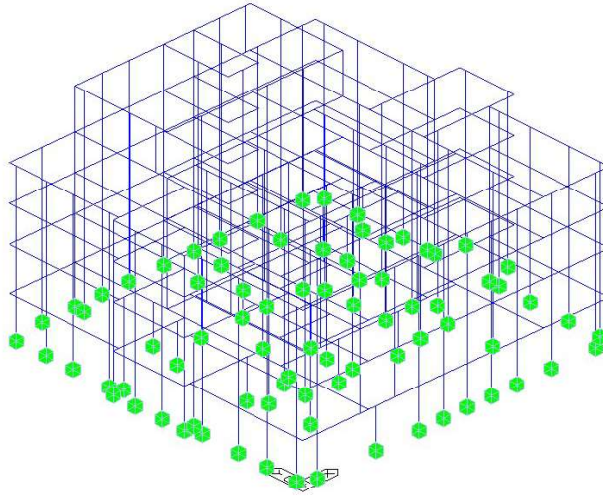


Figura 11: Vincoli d'incastro nel modello a telaio equivalente dell'intero edificio

Per inserire i carichi gravanti sulla struttura sono stati definiti tre tipi di solai (legno, calcestruzzo e copertura lignea) i cui pesi vanno a sommarsi a quello proprio dei maschi e delle fasce, calcolato in automatico dal software di calcolo in base alle masse assegnate ai materiali.

Carichi considerati per i diversi solai	G_2 [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]
Solaio in legno	1.8	2
Solaio in latero-cemento	3	2
Solaio di copertura	1.7	0.5

Tabella 1: Carichi di solaio considerati

L'analisi statica non lineare viene eseguita considerando la combinazione sismica delle azioni per i carichi gravitazionali, secondo §2.5.3 NTC 2018 [2]:

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità degli elementi costituenti il telaio equivalente sono state implementate utilizzando le cerniere plastiche descritte nel seguito, nel caso della muratura non rinforzata e di quella rinforzata. I solai sono stati considerati come infinitamente rigidi.

2.2 DETERMINAZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE DA UTILIZZARE NEL MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE

Il comportamento non lineare della struttura è stato concentrato in opportune cerniere plastiche a pressoflessione e a taglio. Le caratteristiche di queste cerniere sono state definite in accordo con

quanto previsto nella FEMA 306 [3]; sono stati ricavati i parametri per la loro definizione nel programma di calcolo Midas GEN [4].

I legami costitutivi delle cerniere sono stati valutati separatamente per i casi di muratura sia in pietra che in mattoni non rinforzata, rinforzata da un solo lato e rinforzata su entrambi i lati. I valori delle resistenze e degli spostamenti considerati per la muratura rinforzata con la tecnica CRM, sono stati valutati in base alle prove di carico cicliche di taglio-compressione, eseguite su una serie di maschi murari e di flessione e taglio eseguite su una serie di fasce murarie, presso l'Università degli Studi di Trieste e l'Università di Ljubljana nell'ambito del progetto Interreg Italia-Slovenia CONSTRAIN.

In particolare, per la verifica a pressoflessione dei maschi non rinforzati, sono state utilizzate le equazioni previste dalla normativa NTC2018 [2], per la verifica a flessione delle fasce di piano non rinforzate sono state utilizzate le equazioni previste dalla FEMA 306 [3], mentre per la verifica a taglio di maschi e fasce non rinforzati si è fatto riferimento alla relazione di Turnšek - Čačovič [5] (fessurazione diagonale) o di Coulomb (scorrimento). Gli spostamenti ultimi sono stati scelti sulla base di quanto indicato nella normativa NTC2018 (§7.8.2.2.1 e §7.8.2.2.2) e nella FEMA 306 per muratura ordinaria.

Per i maschi e le fasce rinforzate invece, in accordo con quanto trattato nel report WP5.1 secondo semestre 2020, la resistenza a pressoflessione è stata valutata analogamente a quanto avviene nelle sezioni in cemento armato (c.a.) [6]. Mentre, analogamente al caso non rinforzato, la resistenza a taglio per fessurazione diagonale viene valutata attraverso la relazione di Turnšek - Čačovič, considerando una resistenza a taglio in assenza di azione assiale modificata per tenere conto della resistenza a taglio del rinforzo [6]. Per la valutazione della resistenza a taglio nelle fasce rinforzate, si fa riferimento alle formule proposte dall'Eurocodice 6 [7] nel caso di muratura armata. Si riportano nel seguito le equazioni utilizzate.

2.2.1 Elementi murari non rinforzati (URM)

Resistenza a pressoflessione dei maschi murari

$$M_{Rd,b(U)} = \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_m} \right)$$
$$V_{Rd,b(U)} = \frac{2 \cdot M_{Rd,b(U)}}{h} = \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{h} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_m} \right)$$

Con:

h = altezza del maschio di muratura;

b = larghezza del maschio di muratura;

t = spessore della muratura;

σ_0 = tensione normale di compressione;

f_m = tensione resistente di compressione della muratura non rinforzata.

Resistenza a fessurazione diagonale maschi murari

$$V_{Rd,dc(U)} = \frac{1.5 \cdot \tau_{0(U)} \cdot b \cdot t}{\alpha} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0(U)}}\right)}$$

Con:

$\tau_{0(U)}$ = resistenza media a taglio della muratura non rinforzata in assenza di azione assiale;

$\alpha = h/b$ = fattore di forma.

Drift ultimo delle cerniere a flessione dei maschi murari

Come indicato al §7.8.2.2.1 della NTC 2018, si assume come spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, un valore pari all'1.0% dell'altezza del pannello. La cerniera viene assunta come elastica perfettamente plastica fino a collasso.

Drift ultimo delle cerniere a taglio dei maschi murari

Come indicato al §7.8.2.2.2 della NTC 2018, si assume come spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, un valore pari allo 0.5% dell'altezza del pannello. Dopo il raggiungimento dello spostamento ultimo, seguendo le indicazioni della FEMA 306, il taglio resistente viene ridotto del 50% e prolungato il diagramma fino ad un valore di drift pari allo 0.8%. La resistenza residua che si è potuta osservare sperimentalmente, risulta maggiore al 50% nella muratura in pietra e al 60% in quella in mattoni, per cui si assumono cautelativamente questi valori.

Resistenza a flessione delle fasce di piano

$$M_{R1} = \frac{2}{3} \cdot f_{t,eq} \cdot t_s \cdot \frac{h^2}{4}$$

$$V_{R1} = \frac{2M_{R1}}{L}$$

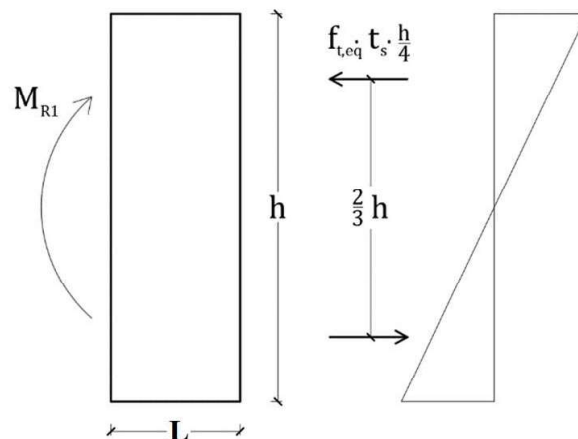


Figura 12: Resistenza a flessione semplice della sezione non fessurata

Con:

$$f_{t,eq} = \frac{(\tau_{0(U)} + 0.65 \sigma_p) \cdot b_{eff} \cdot b_h}{b_h}$$

$f_{t,eq}$ è la resistenza a trazione equivalente dovuta alla resistenza a scorrimento in assenza di azione assiale $\tau_{0(U)}$ ed al contributo attritivo dovuto allo sforzo normale sui maschi σ_p che si diffonde anche alle estremità della fascia, in cui 0.65 è un fattore riduttivo suggerito in [8], e in accordo con quanto riportato in [9];

t_s = spessore della fascia muraria;

h = altezza della fascia muraria;

L = lunghezza della fascia muraria;

b_{eff} = lunghezza di ingranamento efficace;

b_h = spessore di un elemento murario più lo spessore di un giunto di malta.

Resistenza a fessurazione diagonale delle fasce di piano

$$V_{R2} = \frac{f_{tm} \cdot h \cdot t_s}{\alpha} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_h}{f_{tm}}}$$

Con:

$$\alpha = \frac{L}{h} \text{ e } 1.0 \leq \alpha \leq 1.5$$

σ_h è lo sforzo assiale orizzontale nella fascia (positivo se di compressione), generalmente nullo.

$f_{tm} = 1.5 \cdot \tau_{0(U)}$, secondo la relazione C8.7.1.16 della Circolare [10].

Drift ultimo delle cerniere a flessione delle fasce di piano

Al §C8.7.1.3.1.1 della Circolare [10], viene indicato che la soglia limite per lo spostamento ultimo allo SLC è pari all'**1.5%** della larghezza della fascia (se non è presente un efficace elemento orizzontale resistente a trazione accoppiato con la fascia). La cerniera viene assunta elastica perfettamente plastica.

Drift ultimo delle cerniere a taglio delle fasce di piano

Al §C8.7.1.3.1.1 della Circolare [10], viene indicato che raggiunto il valore di deformazione angolare pari allo **0.5%**, la presenza di un architrave efficace consente di mantenere una resistenza a taglio residua anche per valori di deformazione angolare superiori all'**1.5%**. Si può adottare un valore della resistenza residua, intesa come frazione di quella massima, pari al **40%** in caso di architrave in legno di buone caratteristiche e ben ammortata. Viene pertanto adottato un legame costitutivo multilineare che tiene conto di questi aspetti.

2.2.2 Elementi murari rinforzati con il sistema CRM (R1 e R2)

Resistenza a pressoflessione dei maschi murari rinforzati

Considerando per la muratura una distribuzione delle tensioni di tipo rettangolare (stress-block) e scrivendo l'equazione di equilibrio alla traslazione, con N_{Ed} azione assiale agente sul maschio, si ricava la posizione dell'asse neutro e dall'equilibrio alla rotazione si ricava il momento resistente ($M_{Rd,(R)}$). Per il caso di rinforzo applicato da un solo lato, si trascura l'eccentricità del rinforzo rispetto al piano medio dell'elemento; questa semplificazione è confortata dai risultati sperimentali eseguiti su numerosi campioni di maschi murari e di fasce di piano (Progetto Interreg Italia-Slovenia CONSTRAIN).

$$\begin{cases} N_{Ed} = 0.8 \cdot x \cdot f_m \cdot t - \frac{m \cdot T_w}{d - x} \cdot \sum_{i=0}^n (d - x - i \cdot p) \\ M_{Rd,(R)}(N_{Ed}) = 0.8 \cdot x \cdot f_m \cdot t \cdot \left(\frac{b}{2} - 0.4 \cdot x\right) + \frac{m \cdot T_w}{d - x} \cdot \sum_{i=0}^n (d - x - i \cdot p) \cdot \left(d - \frac{b}{2} - i \cdot p\right) \\ V_{Rd} \left(M_{Rd,(R)}(N_{Ed}) \right) = M_{Rd,(R)}(N_{Ed}) \cdot \frac{2}{h} \end{cases}$$

Con:

$i \cdot p < d - x$ ovvero si considerano solo i fili verticali di rete tesi;

b = altezza della sezione;

$n = \text{int}(b/p)$ è il numero di fili verticali presenti nel singolo rinforzo;

$d = b - p/2$;

T_w = resistenza a trazione del singolo filo GFRP;

t = spessore sezione;

p = passo dei fili di rete;

x = distanza dell'asse neutro dal lembo di muratura compresso

d = distanza della rete di rinforzo dal lembo di muratura compresso.

Si sottolinea che il fattore m , che assume valore 1 o 2, sta ad indicare se il rinforzo è applicato su uno o due lati dell'elemento.

Resistenza a fessurazione diagonale dei maschi murari rinforzati

Come riportato nel report del secondo semestre 2020, è possibile assumere le seguenti formule per quantificare la resistenza a taglio per fessurazione diagonale (Turnšek - Čačovič):

$$V_{Rd(CRM)} = \frac{1.5 \cdot \tau_{0(R)} \cdot b \cdot t}{\alpha} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0(R)}}\right)}$$

assumendo per $\tau_{0(R)}$ il valore di resistenza equivalente che tiene conto della presenza del rinforzo, ricavato da studi sperimentali [11]:

$$\tau_{0(R)} = \beta \cdot \left(\tau_{0(U)} + m \cdot \frac{t_c}{t} \cdot \frac{f_{t,c}}{1.5} \right)$$

Dove $\tau_{0(U)}$ è la resistenza a taglio in assenza di azione assiale per la muratura non rinforzata;

$\alpha = \frac{h}{b}$ e $1 \leq \alpha \leq 1.5$, fattore di forma;

t_c = spessore dell'intonaco armato;

$f_{t,c}$ = resistenza a trazione della malta del rinforzo, il cui valore nominale può essere assunto pari a $\frac{1}{10}$ della sua resistenza a compressione;

β è un coefficiente che tiene conto dell'efficacia del rinforzo, che viene assunto pari a 0.8 per la muratura in mattoni e 1.0 per la muratura in pietra [11];

m = numero di lati rinforzati della muratura.

Drift ultimo delle cerniere a flessione dei maschi murari rinforzati

Al §7.8.3.2.1 della NTC 2018, per la muratura armata viene indicato che lo spostamento ultimo, in caso di analisi statica non lineare, può essere assunto pari all'**1,6%** dell'altezza del pannello. La cerniera nel caso di rinforzo su un solo lato viene assunta come elastica perfettamente plastica fino a collasso.

Nel caso di muratura in pietra rinforzata su entrambi i lati, si è potuto osservare sperimentalmente un drift ultimo, corrispondente ad una resistenza residua post-rottura dell'**80%** della resistenza massima, pari al **2.5%**, per cui in questo caso si è deciso di tenere in considerazione questo comportamento.

Drift ultimo delle cerniere a taglio dei maschi murari rinforzati

Al §7.8.3.2.2 della NTC 2018, per la muratura armata viene indicato che lo spostamento ultimo, può essere assunto pari allo **0.8%** dell'altezza del pannello.

Sperimentalmente sono stati osservati dei drift ultimi, corrispondenti ad una resistenza residua post-rottura dell'**80%** della resistenza massima, pari a:

1.4% per la muratura in pietra rinforzata su un solo lato;

1.6% per la muratura in mattoni rinforzata su un solo lato;

2.5% per la muratura in pietra e in mattoni rinforzata su entrambi i lati.

Resistenza a flessione delle fasce di piano rinforzate

Analogo al caso dei maschi rinforzati, assumendo:

$$N_{Ed} = H_p = m \cdot n \cdot T_w$$

con la limitazione $H_p \leq 0.4 \cdot f_h \cdot t_s$, in accordo con il §7.8.5 della normativa tecnica [2]

Con:

f_h = resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete);

T_w = resistenza a trazione del singolo filo GFRP;

$n = \text{int}(b/p)$ numero di fili verticali presenti nel singolo rinforzo;

m tiene conto del numero di lati della muratura rinforzati.

Resistenza a fessurazione diagonale delle fasce di piano rinforzate

$$V_t = \min(V_{t,M} + V_{t,S}; V_{t,max})$$

con:

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd}$$

$$V_{t,S} = \frac{z \cdot m \cdot T_w}{s}$$

$$V_{t,max} = 0.25 \cdot f_m \cdot t \cdot d$$

$V_{t,M}$ contributo resistente dovuto alla sola muratura;

$V_{t,S}$ contributo resistente dovuto al rinforzo;

d = la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;

z = braccio della coppia interna, assunto pari a $0.9 \cdot d$;

s = passo dei fili di rete;

T_w = resistenza a trazione del singolo filo di rete;

m = numero di facce rinforzate.

Drift ultimo delle cerniere a flessione delle fasce rinforzate

Sperimentalmente si è potuto osservare per la muratura in pietra rinforzata su un solo lato, in cui il taglio associato alla resistenza a flessione risulta simile a quello dovuto alla fessurazione diagonale a meno di una differenza di circa l'8%, un drift ultimo pari al **2.0%**, per cui si decide di adottare questo valore sia nel caso di rinforzo su un lato che su entrambi i lati, modellando la cerniera come elastica perfettamente plastica.

Drift ultimo delle cerniere a taglio delle fasce rinforzate

Sperimentalmente si è potuto osservare un valore del drift ultimo a taglio allo SLC pari al **2.0%** per la muratura in pietra rinforzata su un solo lato. Mentre per la muratura in pietra rinforzata su entrambi i lati, si è osservato un calo di resistenza per un drift pari al **2.0%**, andando a stabilizzarsi su una resistenza residua pari al 60% di quella massima che è stata mantenuta fino ad un drift ultimo del **3.0%**.

Legame costitutivo delle cerniere plastiche

In Figura 13 è illustrato schematicamente il legame forza-spostamento che descrive il comportamento delle cerniere plastiche a flessione e a taglio. Nelle tabelle 2, 3, 4 e 5 sono riportati i valori dei punti che definiscono le varie cerniere plastiche a taglio e a flessione, rispettivamente, per i casi di maschi non rinforzati, fasce di piano non rinforzate, maschi rinforzati e fasce di piano rinforzate.

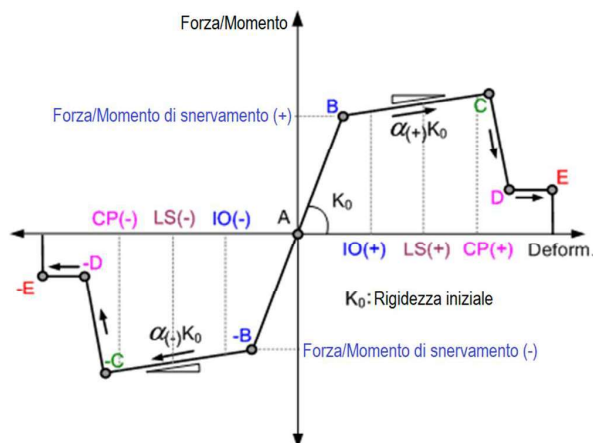


Figura 13: rappresentazione della generica cerniera plastica richiesta dal programma MIDAS GEN

Maschi murari non rinforzati

Punto	Cerniera a flessione		Cerniera a taglio	
	Taglio	Drift	Taglio	Drift
A	0	0	0	0
B	$V_{Rd,b(U)}$	$\delta_{B(M)}$	$V_{Rd,dc(U)}$	$\delta_{B(V)}$
C	$V_{Rd,b(U)}$	1.0%	$V_{Rd,dc(U)}$	0.5%
D	-	-	$0,5 \cdot V_{Rd,dc(U)}$	0.8%
E	-	-	$0,5 \cdot V_{Rd,dc(U)}$	0.8%

Tabella 2: Cerniere plastiche adottate per i maschi murari non rinforzati

Fasce murarie non rinforzate

Punto	Cerniera a flessione		Cerniera a taglio	
	Taglio	Drift	Taglio	Drift
A	0	0	0	0
B	V_{R1}	$\delta_{B(M)}$	V_{R2}	$\delta_{B(V)}$
C	V_{R1}	1.5%	V_{R2}	0.5%
D	-	-	$0,4 \cdot V_{R2}$	0.5%
E	-	-	$0,4 \cdot V_{R2}$	1.5%

Tabella 3: Cerniere plastiche adottate per le fasce murarie non rinforzate

Maschi murari rinforzati

Punto	Cerniera a flessione		Cerniera a taglio	
	Taglio	Drift	Taglio	Drift
A	0	0	0	0
B	$V_{Rd} \left(M_{Rd,(R)}(N_{Ed}) \right)$	$\delta_{B(M)}$	$V_{Rd(CRM)}$	$\delta_{B(V)}$
C	$V_{Rd} \left(M_{Rd,(R)}(N_{Ed}) \right)$	1.6%	$V_{Rd(CRM)}$	0.8%
D	$0.8 \cdot V_{Td}$ (solo 2 lati)	1.6%	$0.8 \cdot V_{Rd(CRM)}$	0.8%
E	$0.8 \cdot V_{Td}$ (solo 2 lati)	2.5%	$0.8 \cdot V_{Rd(CRM)}$	1.4% pietra (1 lato) 1.6% mattoni (1 lato) 2.5% pietra e mattoni (2 lati)

Tabella 4: Cerniere plastiche adottate per i maschi murari rinforzati

Fasce murarie rinforzate

Punto	Cerniera a flessione		Cerniera a taglio	
	Taglio	Drift	Taglio	Drift
A	0	0	0	0
B	$V_{Rd} \left(M_{Rd,(R)}(N_{Ed}) \right)$	$\delta_{B(M)}$	V_t	$\delta_{B(V)}$
C	$V_{Rd} \left(M_{Rd,(R)}(N_{Ed}) \right)$	2.0%	V_t	2.0%
D	-	-	$0.4 \cdot V_t$	2.0% (solo 2 lati)
E	-	-	$0.4 \cdot V_t$	3.0% (solo 2 lati)

Tabella 5: Cerniere plastiche adottate per le fasce murarie rinforzate

Dove $\delta_{B(V)}$ e $\delta_{B(M)}$ sono rispettivamente i drift per la cerniera a taglio e a flessione, corrispondenti al punto B di snervamento (Figura 13), calcolati come:

$$\delta_{B(V)} = \frac{V_{Rd}}{\frac{K_p}{2} \cdot h} \quad e \quad \delta_{B(M)} = \frac{M_{Rd}}{\frac{K_p}{2} \cdot h^2}$$

Dove K_p è la rigidezza elemento, calcolata come:

$$K_p = \frac{1}{\frac{1.2 \cdot h}{G \cdot b \cdot t} + \frac{l^3}{12 \cdot I_{m(G)} \cdot E}}$$

$$G = \frac{1}{3} \cdot E$$

$$I_{m(G)} = t \cdot \frac{l^3}{12}$$

Con:

t = spessore sezione;

h = altezza del maschio murario o larghezza della fascia muraria;

l = larghezza del maschio murario o altezza della fascia muraria.

Va sottolineato che per gli elementi rinforzati è necessario tener conto del contributo aggiuntivo del rinforzo, quindi valgono le seguenti formule, come già definito nel report del secondo semestre 2020:

$$E = \frac{E_m \cdot t + E_c \cdot t_c}{t}$$

$$G = \frac{G_m \cdot t + G_c \cdot t_c}{t}$$

$$G_m = \frac{1}{3} \cdot E_m$$

$$G_c = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu_c)}$$

Dove il pedice “m” indica la muratura e il pedice “c” indica l’intonaco del rinforzo.

I valori ottenuti con le formule sopra riportate sono stati validati effettuando un confronto con le curve sperimentali derivanti dalle prove eseguite nell’ambito del progetto CONSTRAIN, ancora in corso. I risultati ottenuti sono in linea con quanto ottenuto dalle sperimentazioni e pertanto sono stati ritenuti attendibili.

2.2.3 Implementazione delle resistenze per i modelli rinforzati

Per ogni elemento rinforzato, vengono calcolate le resistenze ai due meccanismi di collasso (pressoflessione e fessurazione diagonale nei maschi e pressoflessione e taglio nelle fasce), secondo le formule riportate al §2.2.2. In seguito, sono state calcolate le resistenze equivalenti del materiale muratura rinforzata da utilizzare in input nel programma Midas Gen [4]. Per semplicità di realizzazione, sono stati definiti dei gruppi di cerniere che possiedono le medesime caratteristiche, riducendo il numero di tipologie di cerniere plastiche presenti nel modello.

2.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

2.3.1 Muratura

Le caratteristiche meccaniche della muratura che costituisce la struttura del caso studio, sono state valutate sulla base dei valori medi ottenibili dagli intervalli proposti dalla tabella C8.5.I della Circolare della NTC 2018 [10], eccetto che per il valore di τ_0 della muratura in pietra che è stato assunto leggermente superiore al valore medio, giustificato dalle prove di compressione eseguite. I tipi di muratura considerati sono:

- Muratura irregolare in pietra tenera;
- Muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Le cui caratteristiche meccaniche vengono riassunte nella [Tabella 6](#):

Proprietà dei materiali	f [MPa]	τ_0 [MPa]	f_{hd} [MPa]	f_{v0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	E_{fess} [MPa]	G_{fess} [MPa]
Muratura irregolare in pietra tenera	1.8	0.040	0.9	-	1080	360	540	180
Muratura di mattoni pieni e malta di calce	3.45	0.09	1.725	0.2	1500	500	750	250

Tabella 6: Proprietà meccaniche della muratura

2.3.2 Rinforzo

Il materiale di rinforzo considerato per il calcolo delle resistenze è costituito da intonaco armato con rete preformata in fibra di vetro e connettori in materiale composito di fibra di vetro e resina vinilestere epossidica. Le caratteristiche meccaniche considerate sono state ricavate da schede tecniche disponibili in letteratura e anche fornite dai produttori dei materiali. In particolare, è stato considerato di applicare lo stesso rinforzo utilizzato nei provini testati a taglio-compressione, ovvero la rete FB-MESH66x66T96AR e la malta da intonaco FBNHL15MPa, le cui caratteristiche vengono riportate nella [Tabella 7](#).

	FB-MESH66x66T96AR		FBNHL15MPa		
$A_{s,WARP}$	8.9	mm ²	f_c	15	MPa
$A_{s,WEFT}$	11.6	mm ²	f_{tc}	1.1	MPa
f_{yk}	365	MPa			
E_s	25000	MPa			
ϵ_{su}	14.5	%			
passo	66	mm			

Tabella 7: Caratteristiche meccaniche dei materiali di rinforzo

2.4 ANALISI NUMERICHE

Sono state eseguite le analisi numeriche mediante l'utilizzo del programma Midas Gen [4]. Innanzitutto, è stata eseguita un'analisi modale per evidenziare i modi di vibrare della struttura e la massa partecipante di ogni modo. Nella tabella 8 vengono riportati i periodi e le masse partecipanti dei primi due modi di vibrare, mentre nelle figure 14 e 15 sono state riportate graficamente le deformate a loro associate.

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	14.7969	2.3550	0.4246		2.3635e-27							
2	16.6752	2.6539	0.3768		2.3635e-27							
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.9667	0.9667	67.6668	67.6668	0.0013	0.0013	0.3335	0.3335	0.0005	0.0005	6.9406	6.9406
2	72.6116	73.5783	1.3109	68.9777	0.0008	0.0021	0.0035	0.3370	0.4266	0.4271	0.0777	7.0184

Tabella 8: Periodi e masse partecipanti dei primi due modi di vibrare della struttura

Il primo modo di vibrare è un modo traslazionale lungo Y mentre il secondo è un modo traslazione lungo X, di conseguenza il monitoraggio dello spostamento in direzione X sarà riferito al secondo modo di vibrare mentre quello in direzione Y sarà riferito al primo modo di vibrare. Le masse partecipante associate al primo modo di vibrare in direzione Y (Figura 14) e al secondo modo di vibrare in direzione X (Figura 15), risultano essere rispettivamente pari al 67.67% e al 72.61%.

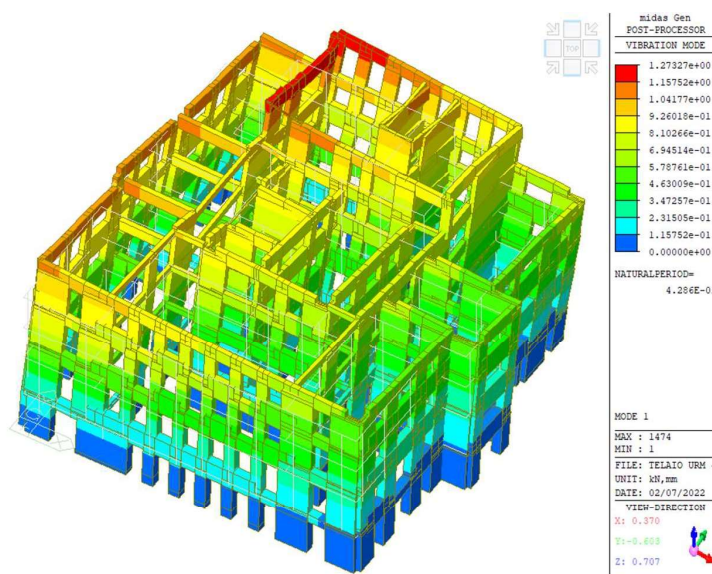


Figura 14: Deformata del primo modo di vibrare (Y)

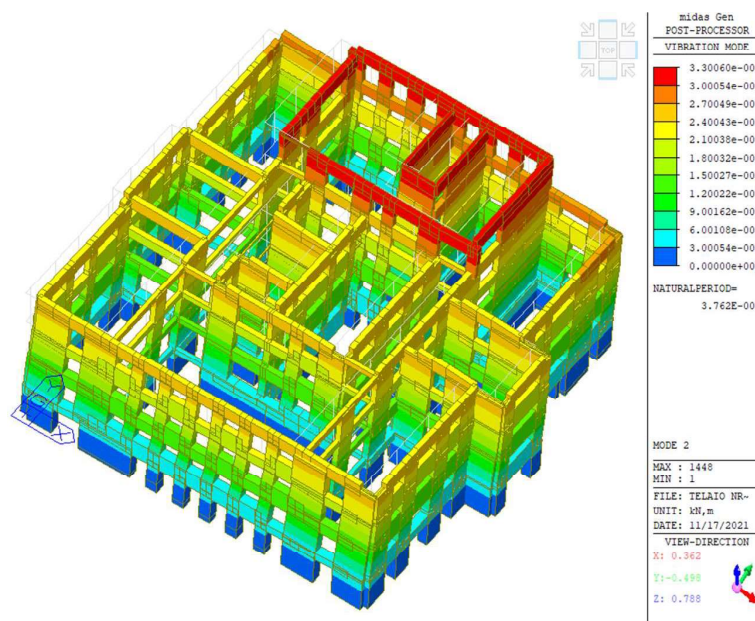


Figura 15: Deformata del secondo modo di vibrare (X)

Stante queste considerazioni sui modi di vibrare, è stato monitorato lo spostamento target (d_t) di 50 mm del nodo di riferimento (sommità del quarto piano al centro della struttura).

Le analisi statiche non lineari (pushover) sono state condotte seguendo le indicazioni fornite dalle NTC 2018 [2]. I carichi verticali sono stati assegnati utilizzando la combinazione sismica, mentre le forze orizzontali sono assegnate considerando la distribuzione proporzionale al modo di vibrare predominante nella direzione considerata, secondo il §7.4.2 della NTC 2018. I carichi sono stati applicati in entrambe le direzioni, considerando sia i versi positivi (X+ oppure Y+) che quelli negativi (X- oppure Y-), per un totale di 8 combinazioni.

Si riportano di seguito i meccanismi di rottura ottenuti dall'analisi per la struttura non rinforzata (NR) in direzione X e Y. Per come sono state definite le cerniere plastiche, si può considerare la rottura quando viene raggiunto il tratto D-E. Come si può vedere dalla [Figura 16](#), riguardante la sollecitazione in direzione X, la struttura crolla per taglio nelle fasce di piano lungo le pareti esterne parallele alla direzione di sollecitazione. Anche in direzione Y il meccanismo di rottura è un meccanismo di taglio delle fasce di piano esterne in direzione parallela a quella di spinta ([Figura 17](#)).

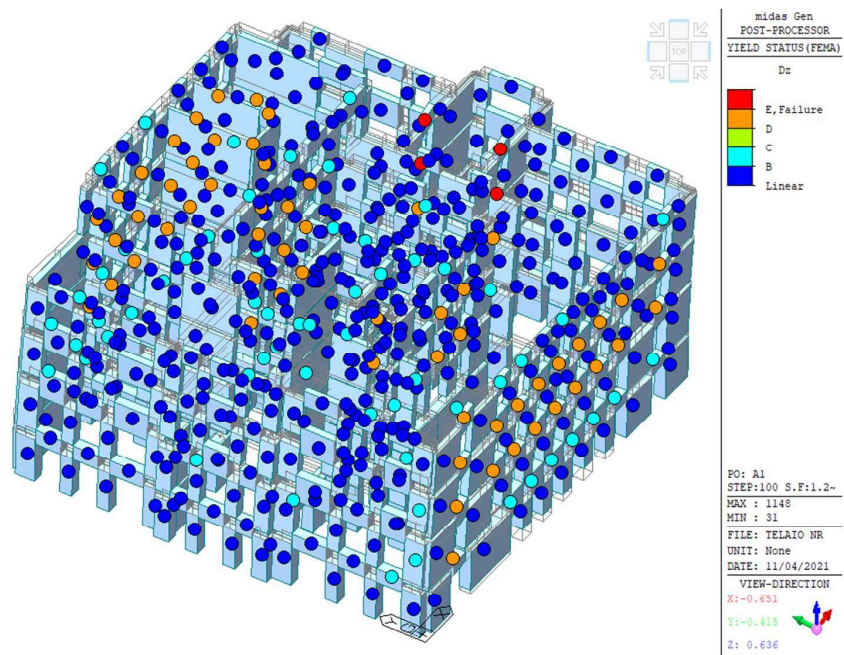


Figura 16: Meccanismo di rottura nella direzione X (edificio non rinforzato)

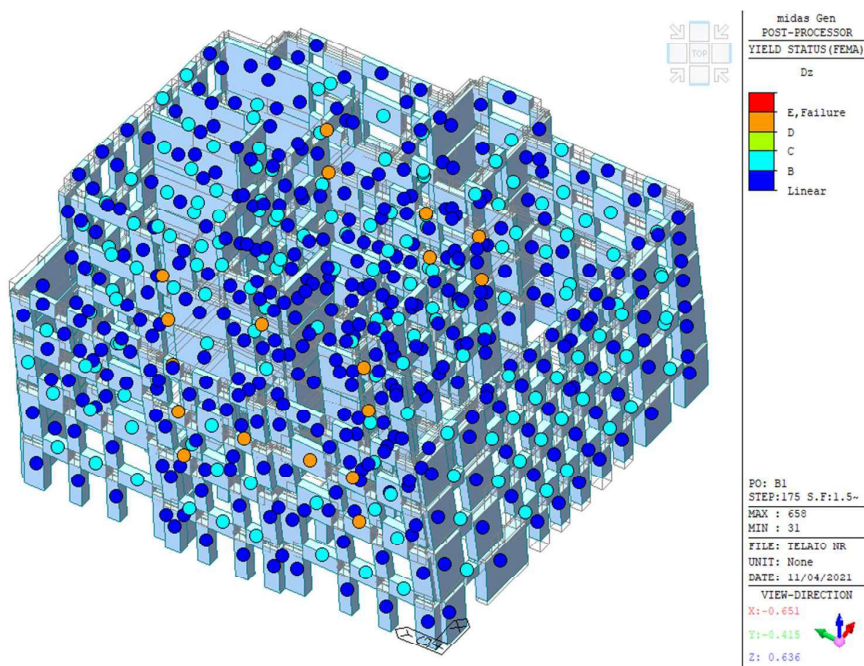


Figura 17: Meccanismo di rottura nella direzione Y (edificio non rinforzato)

Il modello numerico rinforzato, rispetto a quello non rinforzato, ha le cerniere plastiche con caratteristiche di resistenza e di duttilità che tengono conto degli effetti del rinforzo, e sono state calcolate come descritto nel §2.2.3. Nelle figure 18 e 19 sono riportati i meccanismi di collasso delle cerniere plastiche in direzione X rispettivamente, per i casi di rinforzo applicato solo sul lato esterno delle murature esterne (sistema R1) e di rinforzo applicato su entrambi i lati di tutte le murature portanti (sistema R2).

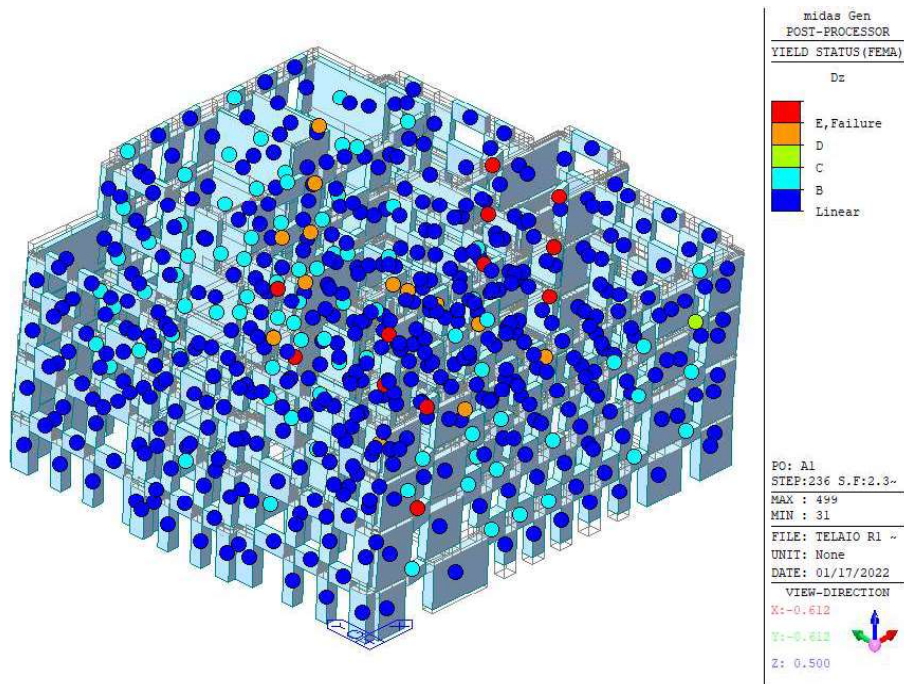


Figura 18: formazione delle cerniere plastiche a taglio per il modello rinforzato R1 sollecitato con sisma in

X

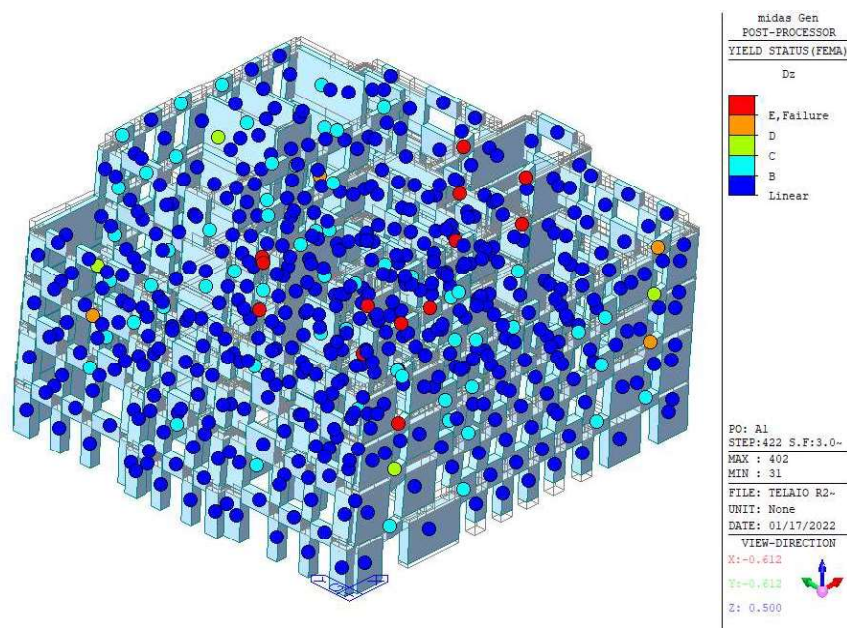


Figura 19: formazione delle cerniere plastiche a taglio per il modello rinforzato R2 sollecitato con sisma in X

2.5 CONFRONTO TRA I RISULTATI DELLE ANALISI PUSHOVER

Vengono di seguito riportate (Figura 20) le curve di capacità, rappresentanti la relazione tra il taglio alla base (F_b) e lo spostamento in sommità (d_t), ottenute dalle analisi non lineari eseguite con i modelli non rinforzati e rinforzati sopra descritti. Le curve sono state raggruppate per direzione del sisma in modo da consentire il confronto tra il caso non rinforzato (NR), quello rinforzato su un solo lato (R1) e quello rinforzato su entrambi i lati (R2).

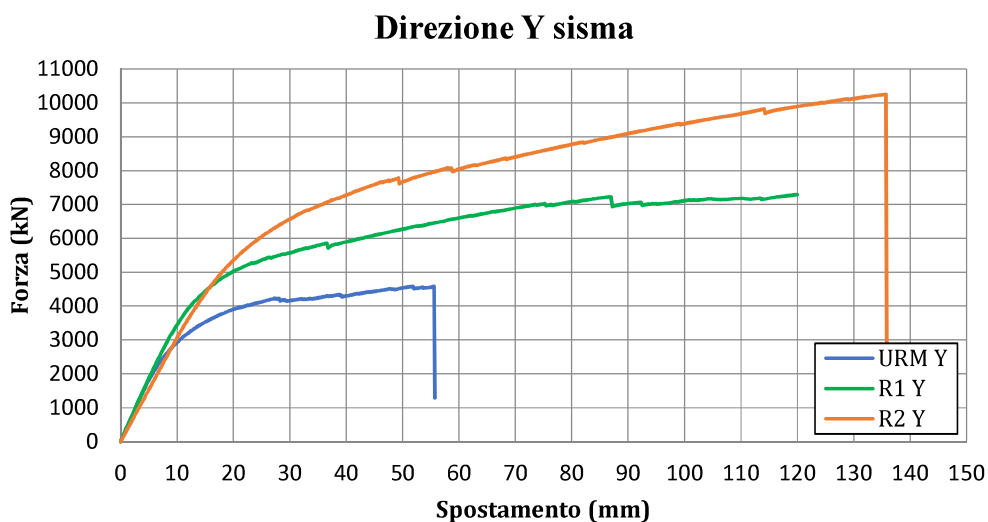
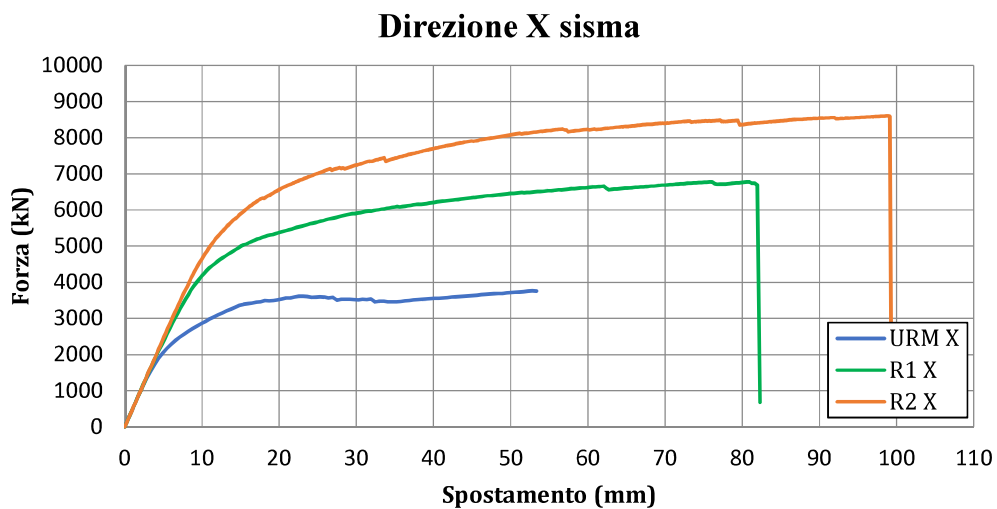


Figura 20: Confronto tra le curve di capacità delle analisi statiche non lineare (direzione X e Y)

Come si può notare, la resistenza offerta dal modello R1 risulta intermedia tra quella del modello non rinforzato e quello doppiamente rinforzato. In particolare, nella direzione X, il modello R1 permette un miglioramento della resistenza del 43.9% rispetto allo stato di fatto, mentre la soluzione R2 permette un miglioramento del 128.9%. Mentre nella direzione Y i miglioramenti di resistenza sono rispettivamente del +59.33% e del +124.18%. Per quanto riguarda l'aumento della capacità di spostamento, si hanno rispettivamente: in direzione X, +53.6% nel passaggio tra URM e R1, +85.8% tra URM e R2; in direzione Y, +116.6% tra URM e R1, +144.7% tra URM e R2.

3 CALCOLO DELL'ACCELERAZIONE RESISTENTE PER LA STRUTTURA GLOBALE

Per confrontare le varie soluzioni di rinforzo proposte è stato scelto di valutare l'accelerazione resistente. Tale scelta permette di confrontare direttamente la prestazione della soluzione proposta con l'accelerazione del sito, indicata dalla normativa italiana.

Il procedimento seguito per il calcolo dell'accelerazione resistente è basato sull'utilizzo del Capacity spectrum method (CSM), indicato nella normativa italiana come *metodo B* nella Circolare NTC 2018 al §C7.3.4.2 [10]. Questa procedura è stata preferita al metodo N2 suggerito nell'Eurocodice 8 [12], in quanto il comportamento isteretico delle strutture in muratura è diverso da quello delle strutture in cemento armato da cui Fajfar ha derivato il metodo N2.

3.1 COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITÀ DEL SISTEMA SDOF EQUIVALENTE SECONDO IL “CAPACITY SPECTRUM METHOD”

Il *metodo B* proposto dalla normativa italiana prevede l'inserimento della curva di capacità all'interno dello spettro di domanda, espresso in termini di accelerazione - spostamento ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), e quindi la valutazione dei punti di intersezione con i vari spettri. Questo permette di effettuare il confronto tra domanda e capacità e quindi determinare la prestazione della struttura.

Per valutare la massima resistenza all'accelerazione al suolo ($a_{g,max}$) che la struttura può supportare, la curva di capacità $F_b - d_t$ dell'attuale sistema MDOF (multi-degree of freedom system) è stata trasformata nella curva di capacità $F_b^* - d_t^*$ di un sistema equivalente a singolo grado di libertà (SDOF), l'Eurocodice 8 [12]. Per effettuare questa operazione si è partiti dalle curve di capacità ottenute con le analisi numeriche. Note le masse per ciascun piano e la deformata modale, è stato possibile calcolare la massa partecipante per il primo modo di vibrare (m_1^*) e la massa del sistema SDOF equivalente (M^*) attraverso le formule seguenti:

$$m_1^* = \frac{(\sum m_i \cdot \phi_{i,1})^2}{\sum m_i \cdot (\phi_{i,1})^2}$$
$$M^* = \sum m_i \cdot \phi_{i,1}$$

Con:

m_i = masse dei piani i-esimi;

$\phi_{i,1}$ = spostamento modale secondo il modo di vibrare considerato del piano i-esimo, normalizzato alla sommità della struttura (valore massimo unitario)

A questo punto è possibile trasformare la curva di capacità da MDOF a SDOF semplicemente dividendo le forze e gli spostamenti (ordinate e ascisse del grafico) per il fattore di partecipazione modale (Γ).

$$F_b^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d_t^* = \frac{d_t}{\Gamma}$$

Con:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \phi_{i,1}}{\sum m_i \cdot \phi_{i,1}^2}$$

Come ulteriore trasformazione, è stata divisa la forza F^* per la massa del sistema SDOF equivalente (M^*). In questo modo si ottiene la curva di capacità espressa in termini di accelerazione - spostamento e quindi è possibile inserirla direttamente nel grafico ADRS.

3.2 CALCOLO DELL'ACCELERAZIONE RESISTENTE

Secondo questo metodo, la massima resistenza all'accelerazione al suolo $a_{g,max}$ viene determinata ricercando lo spettro di risposta di progetto, associato al periodo T_{eff}^* e allo smorzamento ξ_{eq} della struttura, tangente allo spettro di capacità.

La procedura è schematizzata nella [Figura 21](#), in un diagramma spettrale di pseudo-accellerazione e spostamento spettrale. Viene evidenziato che l'intersezione tra lo spettro di capacità e lo spettro di risposta di progetto definisce lo spostamento target d_t^* .

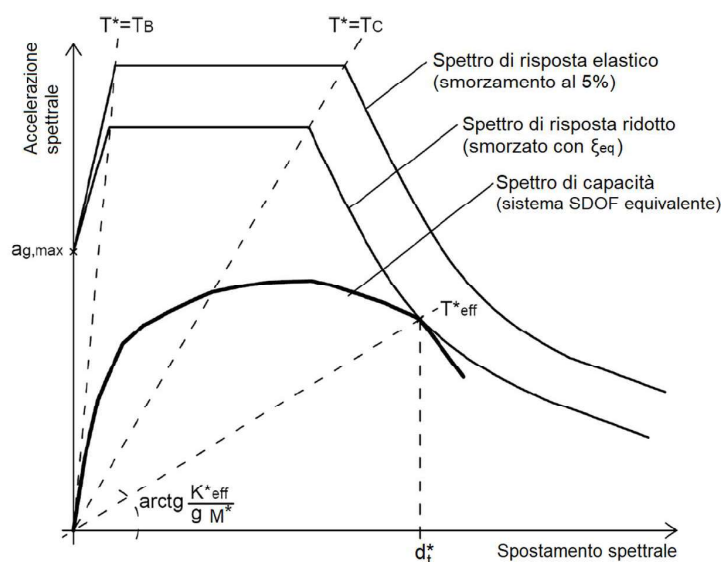


Figura 21: Schematizzazione della procedura adottata per la valutazione della massima accelerazione resistente al suolo $a_{g,max}$

Nota la curva di capacità nel sistema SDOF equivalente, è possibile individuare lo spostamento ultimo d_{SLC} allo SLC (stato limite di collasso), assunto come ultimo punto della curva di capacità prima del crollo della resistenza e lo spostamento allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, che è stato assunto pari a $\frac{3}{4} d_{SLC}$, come indicato nelle NTC 2018 [10] al §C8.7.1.3.1.

Noti gli spostamenti ultimi allo SLC e allo SLV, per determinare lo spostamento corrispondente allo snervamento della struttura (d_y^*) è necessario bilinearizzare la curva di capacità del sistema SDOF equivalente (Figura 22), assumendo il primo tratto con pendenza pari alla rigidezza iniziale della struttura ed identificando la forza F_y^* ed il tratto $F_y^* - d_t^*$, imponendo l'uguaglianza dell'area sottesa dalle due curve.

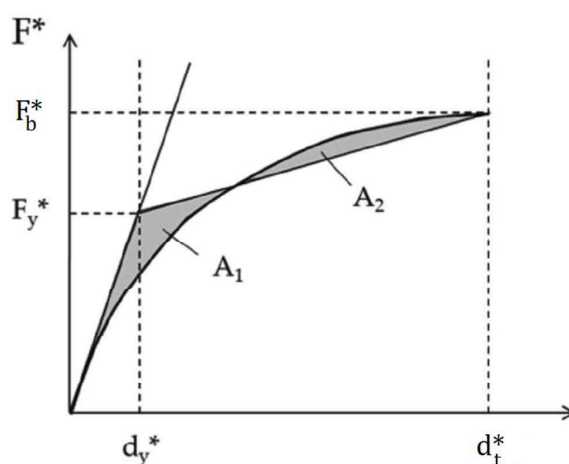


Figura 22: Bilinearizzazione della curva di capacità (da Circolare NTC 2018 [10])

Tale operazione è stata fatta sia per il caso SLV che per il caso SLC in entrambe le direzioni del sisma (X e Y) e risulta necessaria per il calcolo dello smorzamento viscoso equivalente:

$$\xi_{eq} = k \frac{63.7(F_y^* \cdot d_t^* - F_b^* \cdot d_y^*)}{F_b^* \cdot d_t^*} + 5, \text{ espresso in \%}$$

Dove:

$k = 0.33$ per strutture a bassa capacità dissipativa;

I valori di ξ_{eq} vengono valutati separatamente per il caso SLC e SLV, considerando i valori di F_b^* , F_y^* , d_t^* e d_y^* corrispondenti.

Il valore di d_t^* può essere calcolato applicando la regola di uguale spostamento, poiché il periodo T_{eff}^* è normalmente maggiore di T_C , secondo la seguente espressione:

$$d_t^* = S_D(T_{eff}^*; \xi_{eq}) = \frac{S_a(T_{eff}^*; \xi_{eq})}{\omega^2} = S_a(T_{eff}^*; \xi_{eq}) \cdot \left(\frac{T_{eff}^*}{2\pi}\right)^2$$

Con:

S_a = spettro di risposta in termini di accelerazione;

S_D = spettro di risposta in termini di spostamento.

Mentre il periodo T_{eff}^* può essere calcolato come:

$$T_{\text{eff}}^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K_{\text{eff}}^*}}$$

Considerando la rigidezza secante K_{eff}^* del sistema SDOF equivalente, definito come la pendenza della linea che collega l'origine degli assi con il punto della curva di capacità allo spostamento ultimo d_t^* .

Per cui, nel caso di $T_C \leq T < T_D$, l'accelerazione dello spettro di risposta S_a associata al periodo T_{eff}^* e allo smorzamento ξ_{eq} , è uguale a:

$$S_a(T_{\text{eff}}^*; \xi_{eq}) = S \cdot a_g \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T_{\text{eff}}^*}\right), \quad \text{essendo} \quad \eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{eq}}} \geq 0.55 \quad \text{§3.2.3.2 NTC 2018}$$

In cui:

$S_a(T_{\text{eff}}^*; \xi_{eq})$ viene determinato come $\frac{F_b^*}{M^*}$ nel punto corrispondente a d_t^* , della curva di capacità.

Da cui:

$$a_g = \frac{S_a(T_{\text{eff}}^*; \xi_{eq})}{S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T_{\text{eff}}^*}\right)}$$

L'accelerazione a_g così calcolata, determina l'intersezione tra la curva di domanda con quella di capacità nel punto (F_b^*, d_t^*) , pertanto corrisponde all'accelerazione resistente della struttura.

Tali operazioni sono state eseguita per entrambi gli stati limite SLC e SLV, per le direzioni X e Y del sisma, relativamente al caso non rinforzato (stato di fatto), al caso con rinforzo applicato solo sul lato esterno (R1) e al caso con rinforzo su entrambi i lati (R2). Inoltre, si è fatto riferimento a tre diversi luoghi di ubicazione della struttura:

- Stenico (TN)
- Udine (UD)
- L'Aquila (AQ)

Tale scelta è stata fatta per dare la possibilità di valutare le prestazioni sismiche della struttura in funzione del luogo dove essa è ubicata. Nella [Tabella 9](#) si riportano i parametri sismici che definiscono gli spettri delle località considerate.

Parametri sismici	Stenico (suolo tipo C)		L'Aquila (suolo tipo C)		Udine (suolo tipo B)	
	SLV	SLC	SLV	SLC	SLV	SLC
S_S (-)	1.500	1.500	1.330	1.219	1.198	1.128
S_T (-)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
F_0 (-)	2.631	2.665	2.364	2.400	2.447	2.486
a_g (g)	0.074	0.094	0.261	0.334	0.206	0.274
T_c^* (s)	0.304	0.320	0.347	0.364	0.332	0.346
C_c (-)	1.555	1.530	1.490	1.466	1.372	1.360
T_B (s)	0.158	0.163	0.172	0.178	0.152	0.157
T_C (s)	0.473	0.490	0.517	0.534	0.456	0.471
T_D (s)	1.896	1.976	2.644	2.936	2.424	2.696

Tabella 9: Parametri sismici per gli spettri di Stenico, Udine e L'Aquila

3.3 CONFRONTO TRA LE ACCELERAZIONI RESISTENTI

Di seguito si riportano i risultati ottenuti. Le differenze nelle accelerazioni resistenti riscontrate al cambio di ubicazione sono completamente imputabili ai parametri sismici F_0 , T_C e S_S .

	a_g (g) SLV richiesto	a_g (g) SLV offerta	Indice di sicurezza	Verifica
Stenico NR X	0.074	0.104	1.40	✓
Stenico Nr Y	0.074	0.107	1.45	✓
Stenico R1 X	0.074	0.166	2.25	✓
Stenico R1 Y	0.074	0.202	2.73	✓
Stenico R2 X	0.074	0.208	2.81	✓
Stenico R2 Y	0.074	0.235	3.18	✓
L'Aquila NR X	0.261	0.119	0.46	X
L'Aquila NR Y	0.261	0.123	0.47	X
L'Aquila R1 X	0.261	0.191	0.73	X
L'Aquila R1 Y	0.261	0.231	0.89	X
L'Aquila R2 X	0.261	0.239	0.91	X
L'Aquila R2 Y	0.261	0.270	1.03	✓
Udine NR X	0.206	0.145	0.70	X
Udine NR Y	0.206	0.150	0.73	X
Udine R1 X	0.206	0.233	1.13	✓
Udine R1 Y	0.206	0.282	1.37	✓
Udine R2 X	0.206	0.290	1.41	✓
Udine R2 Y	0.206	0.329	1.59	✓

Tabella 10: Confronto tra le accelerazioni resistenti allo SLV

	a_g (g) SLC richiesto	a_g (g) SLC offerta	Indice di sicurezza	Verifica
Stenico NR X	0.094	0.116	1.23	✓
Stenico Nr Y	0.094	0.123	1.31	✓
Stenico R1 X	0.094	0.191	2.03	✓
Stenico R1 Y	0.094	0.232	2.47	✓
Stenico R2 X	0.094	0.236	2.51	✓
Stenico R2 Y	0.094	0.273	2.91	✓
L'Aquila NR X	0.334	0.145	0.43	✗
L'Aquila NR Y	0.334	0.155	0.46	✗
L'Aquila R1 X	0.334	0.240	0.72	✗
L'Aquila R1 Y	0.334	0.291	0.87	✗
L'Aquila R2 X	0.334	0.296	0.89	✗
L'Aquila R2 Y	0.334	0.342	1.03	✓
Udine NR X	0.274	0.172	0.63	✗
Udine NR Y	0.274	0.183	0.67	✗
Udine R1 X	0.274	0.283	1.03	✓
Udine R1 Y	0.274	0.344	1.25	✓
Udine R2 X	0.274	0.352	1.28	✓
Udine R2 Y	0.274	0.403	1.47	✓

Tabella 11: Confronto tra le accelerazioni resistenti allo SLC

		% di miglioramento medio
SLV	NR - R1 X	60.4
	NR - R1 Y	87.8
	NR - R2 X	100.2
	NR - R2 Y	119.0
SLC	NR - R1 X	65.3
	NR - R1 Y	88.3
	NR - R2 X	104.5
	NR - R2 Y	121.5

Tabella 12: Percentuali di miglioramento delle accelerazioni resistenti rispetto al modello URM

Come si può notare dalla [Tabella 10](#) e dalla [Tabella 11](#), l'edificio allo stato di fatto soddisfa pienamente i requisiti normativi in termini di accelerazione resistente e non risulta verificato in zone a più alta sismicità. La soluzione R1 permette all'edificio di poter essere ubicato in una zona a media sismicità come la zona di Udine. Mentre per le zone ad alta sismicità, come la zona dell'Aquila, la soluzione R2 non è sufficiente a rispondere alle esigenze normative. Tuttavia si consideri che la richiesta in termini di accelerazione resistente in tale posizione è maggiore a tre volte quella del sito di ubicazione dell'edificio, con la conseguente mancanza delle attenzioni costruttive che ne deriva. Va comunque evidenziato come la soluzione di intervento R2 arrivi a valori prossimi al soddisfacimento completo agli SLV per il sito dell'Aquila; pertanto, può ritenersi interessante valutare tale tipologia di intervento anche per zone ad alta sismicità. Importante è invece il risultato dei casi di Stenico e Udine, dove si può vedere come entrambi gli interventi proposti siano sufficienti

per soddisfare le verifiche. Tali dati permettono di affermare come questi tipi di interventi siano efficaci per zone di media sismicità, e che quindi permettono di essere adottati in molte casistiche.

4 VERIFICHE LOCALI

Oltre all'analisi pushover per verificare il comportamento globale della struttura (comportamento nel piano), è stata eseguita la verifica a sollecitazioni fuori piano di una parete appartenente alla struttura. In particolare la verifica consiste nel controllare che l'accelerazione resistente della parete sia superiore di quella sollecitante. Si riporta un'immagine sottostante per identificare la parete interessata dalla verifica (Figura 23).

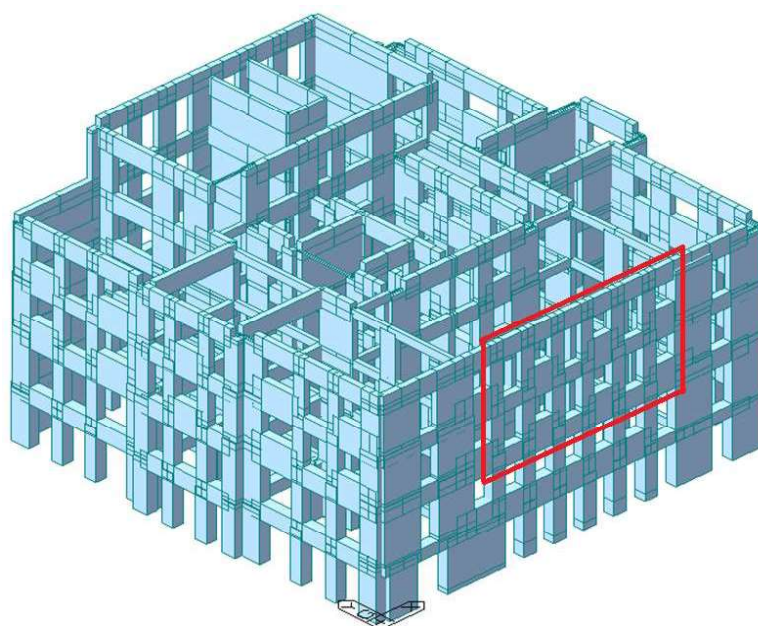


Figura 23: La parete evidenziata dal riquadro rosso è la parete scelta per la verifica fuori piano.

È stata utilizzata l'analisi cinematica lineare per calcolare l'accelerazione resistente della parete non rinforzata, mentre per i casi rinforzati è stato utilizzato il metodo del Capacity spectrum method (metodo 2 per la normativa NTC2018). Per i casi rinforzati, infatti, si costruisce una curva di capacità che andrà poi confrontata con la domanda.

4.1 CALCOLO ACCELERAZIONE RESISTENTE FUORI PIANO DELLA PARETE NON RINFORZATA: ANALISI CINEMATICA LINEARE

Per la verifica a comportamento fuori piano della parete non rinforzata è stata utilizzata l'analisi cinematica lineare. La verifica del comportamento locale di collasso fuori piano, detto meccanismo di primo modo, dovuto alla formazione di un cinematismo, viene eseguita per la parete sud

dell'edificio. Il meccanismo di collasso considerato per valutare l'efficacia del rinforzo nel prevenire questo tipo di meccanismi, viene presentato nella [Figura 24](#).

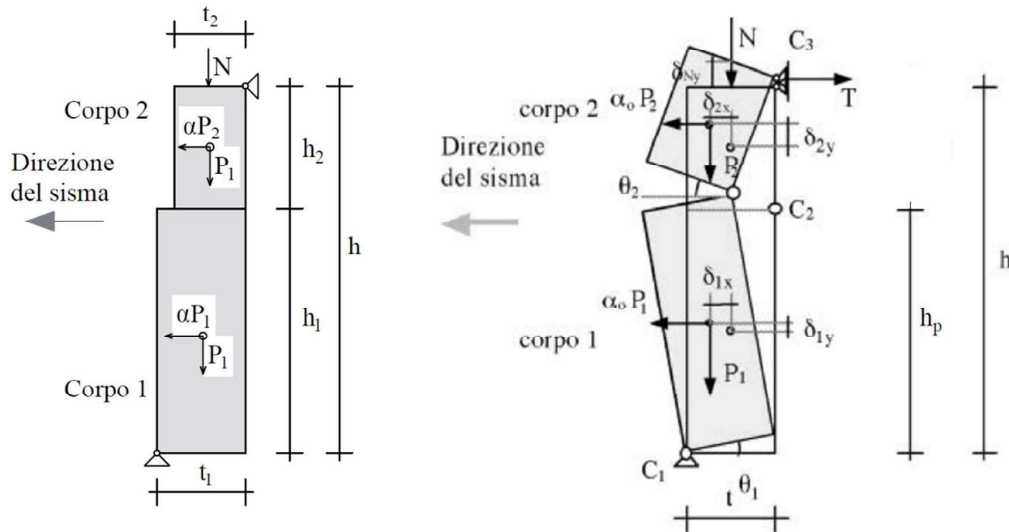


Figura 24 – Cinematismo della parete in argomento.

La verifica viene eseguita per la porzione di parete posta tra il terzo e il quarto piano dell'edificio, in cui si ipotizza la presenza di un piano a doppia altezza, trascurando quindi la presenza del vincolo dato dal solaio di interpiano, mentre si considera un vincolo efficace col solaio in sommità alla parete. Per il meccanismo considerato, occorre verificare la sicurezza relativa al cinematismo per rottura interna, con formazione di una cerniera ad altezza h_p incognita rispetto alla sezione di base.

L'espressione utilizzata per il calcolo del moltiplicatore del carico che porta alla formazione del cinematismo è tratta da [13] ed è ottenuta utilizzando il principio dei lavori virtuali:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{xi} + \sum_{i=1}^{n+m} P_j \cdot \delta_{xj} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{yi} + \sum_{h=1}^o F_h \cdot \delta_h = L_{fi}$$

In cui:

n = numero complessivo delle forze peso applicate ai blocchi della catena cinematica;

m = numero di forze peso non gravanti direttamente sui blocchi le cui masse generano forze orizzontali, a causa del sisma, sugli elementi della catena cinematica in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

o = numero delle forze esterne applicate ai blocchi, ma non associate a masse;

P_i e δ_{xi} sono rispettivamente la generica forza peso (peso del blocco applicato nel baricentro o altro peso portato) e lo spostamento virtuale orizzontale del corrispondente punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;

P_j e δx_j sono rispettivamente la generica forza peso non direttamente applicata ai blocchi la cui massa produce, a seguito dell'azione sismica, una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica in quanto non trasmessa ad altre parti dell'edificio e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;

δ_{yi} = spostamento virtuale verticale del punto di applicazione del peso P_i , positivo se verso l'alto;

F_h e δ_h sono rispettivamente la generica forza esterna, considerata in valore assoluto, applicata ad un blocco, e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione, nella direzione della forza, considerato positivo se discorde con il verso della forza;

L_{fi} = lavoro delle forze interne, se considerate.

Per ipotesi, la risultante dei carichi verticali N è applicata nel baricentro della sezione superiore della parete. La parete risulta suddivisa in due blocchi di altezza h_1 ed h_2 , collegati dalla cerniera C_2 . Le altezze dei due corpi sono messe in relazione con l'altezza h della parete, nella forma: $x=h/(h-h_p)$.

Il moltiplicatore cinematico α_0 si ricava dall'equazione:

$$\alpha_0 \cdot (P_1 \cdot \delta_{1x} + P_2 \cdot \delta_{2x}) - (P_1 \cdot \delta_{1y} + P_2 \cdot \delta_{2y} + N \cdot \delta_{Ny}) = 0$$

Per il calcolo si è fatto affidamento al foglio di calcolo CINE 1.0.4 sviluppato dalla collaborazione tra la Protezione Civile, l'ITC CNR e il Consorzio RELUIS, che permette di valutare il valore minimo del moltiplicatore del carico al variare dell'altezza di formazione della cerniera C_2 .

I valori utilizzati nel calcolo vengono riportati nella Tabella 13.

Proprietà geometriche e meccaniche					
t_1	t_2	h_1	h_2	ρ_1	ρ_2
m	m	m	m	kN/m ³	kN/m ³
0.55	0.4	3.6	3.02	20	18

Tabella 13 – Proprietà geometriche e meccaniche della parete

Da cui risulta un valore di α_0 minimo pari a 0.308, con la cerniera che si forma ad un'altezza $h_p=4.8$ m e $x=3.637$ m.

Trovato $\alpha_0(x)$, il coefficiente di partecipazione modale γ e la massa partecipante al cinematismo M^* si determinano con le seguenti espressioni:

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2}$$

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi})^2}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2}$$

In cui:

$n + m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, a causa del sisma, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

δ_{xi} è lo spostamento virtuale orizzontale del peso $\alpha_0 P_i$.

Tenendo presente che in questo caso risulta $\delta_{1x} = \delta_{2x}$.

L'accelerazione sismica spettrale a_0^* di attivazione del meccanismo si ricava dal prodotto del moltiplicatore α_0 per l'accelerazione di gravità e dividendo tale prodotto per la frazione di massa e^* partecipante al cinematismo. Il valore di e^* è fornito dall'espressione seguente:

$$e^* = \frac{\gamma \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \cong 1$$

Nel caso in cui non si sia tenuta in considerazione la limitata resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare è quello relativo al livello di conoscenza LC1, a cui corrisponde $FC = 1,35$, quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} = 0,228g$$

4.1.1 Analisi cinematica lineare, verifica allo SLD

Avendo ricavato il valore di a_0^* , la verifica agli SLD è soddisfatta se l'accelerazione del corrispondente spettro di progetto ($a_{g,norma}$) risulta minore o al massimo uguale a $a_{g,0}$, definita come la accelerazione resistente a_0^* trasportata al suolo. Il valore di $a_{g,0}$ viene valutato secondo la C7.2.5 della Circolare [10] per il calcolo dello spettro di piano di elementi non strutturali, così come indicato da C8.7.1.2.1.5 della stessa. Si riportano le equazioni:

$$SE: a_{g,0} \geq a_{gnorma} \rightarrow VERIFICATO$$

Con:

$$a_0^* = a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) * \gamma_k * \phi_k(z) * \sqrt{1 + 0.0004 * \xi_k^2}$$

Nella quale:

$S_e(T_k, \xi_k)$ = spettro di risposta al suolo della struttura, riferito al periodo del modo k-esimo, allo smorzamento della struttura e all'accelerazione data dalla norma per il sito di ubicazione della struttura. In questo caso è stato considerato solamente il modo principale di tipo traslazionale in Y.

γ_k = fattore di partecipazione modale del k-esimo modo, calcolato come $\frac{3n}{2n+1}$ (C7.2.10 [10]);

$\phi_k(z)$ = forma del modo di vibrare k alla quota z considerata per il calcolo dello spettro di piano, considerato pari a z/H .

Nel calcolo è stato ipotizzato che la porzione di muratura interessata dal meccanismo sia infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematismo. L'accelerazione resistente è stata riferita alla PGA invertendo la formula precedente ed esplicitando $S_e(T_k, \xi_k)$:

$$PGA = a_{g,0} = \begin{cases} \frac{S_e(T_k, \xi_k)}{\eta \cdot F_0 \cdot S_s \cdot S_T} & \text{per } T_B < T < T_C \\ \frac{S_e(T_k, \xi_k)}{\eta \cdot F_0 \cdot S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)} & \text{per } T_C < T < T_D \end{cases}$$

Nella quale:

$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi_k}}$ è il parametro di smorzamento della struttura;

S_s e S_T sono rispettivamente i coefficienti di suolo e topografico, assumendo un terreno tipo C;

F_0 è il coefficiente di amplificazione proprio dello spettro elastico;

T è il periodo della struttura, calcolato approssimativamente come da C7.3.2 [10].

Sono stati calcolati quindi la domanda di accelerazione $a_{SLD,dom}$, l'accelerazione di attivazione del meccanismo $a_{SLD,cap}$ e l'indice di sicurezza allo SLD ζ_{SLD} :

$$a_{SLD,dom,Stenico} = 0.034 \text{ g}$$

$$a_{SLD,dom,Udine} = 0.074 \text{ g}$$

$$a_{SLD,cap,Stenico} = \frac{a_0^*}{\gamma_k * \phi_k(z) * \sqrt{1 + 0.0004 * \xi_k^2} \cdot \eta \cdot F_0 \cdot S_s \cdot S_T} = 0.068 \text{ g}$$

$$a_{SLD,cap,Udine} = 0.091 \text{ g}$$

$$\zeta_{SLD,Stenico} = \frac{a_{SLD,cap.}}{a_{SLD,dom,Stenico}} = 2.00 > 1 \text{ verificato}$$

$$\zeta_{SLD,Udine} = \frac{a_{SLD,cap.}}{a_{SLD,dom,Udine}} = 1.23 > 1 \text{ verificato}$$

4.1.2 Analisi cinematica lineare, verifica allo SLV

L'accelerazione agli SLV può essere calcolata in modo semplificato moltiplicando per un fattore di comportamento q l'accelerazione valutata per lo SLD, come definito da normativa NTC2018. In assenza di valutazioni più accurate, che tengano conto del tipo di meccanismo e dello spessore delle pareti, si può assumere $q = 2$. Sono stati calcolati quindi la domanda di accelerazione $a_{SLV,dom}$, l'accelerazione di attivazione del meccanismo $a_{SLV,cap}$ e l'indice di sicurezza allo SLV ζ_{SLV} :

$$a_{SLV,dom,Stenico} = 0.074 \text{ g}$$

$$a_{SLV,dom,Udine} = 0.206 \text{ g}$$

$$a_{SLV,cap,Stenico} = a_{SLD,cap,Stenico} \cdot 2 = 0.136 \text{ g}$$

$$a_{SLV,cap,Udine} = a_{SLD,cap,Udine} \cdot 2 = 0.183 \text{ g}$$

$$\zeta_{SLV,Stenico} = \frac{a_{SLV,cap.}}{a_{SLV,dom,Stenico}} = 1.84 > 1 \text{ verificato}$$

$$\zeta_{SLV,Udine} = \frac{a_{SLV,cap.}}{a_{SLV,dom,Udine}} = 0.89 < 1 \text{ non verificato}$$

4.2 MODELLI NUMERICI DELLA PARETE RINFORZATA

Per valutare l'efficacia della tecnica di rinforzo proposta sul comportamento fuori piano delle murature, sono state eseguite delle analisi numeriche in Midas FEA.

Il modello 3D della parete di muratura è composto da elementi solidi a 8 nodi, con dimensioni della mesh di circa 66 x 60x41.5 mm (Figura 25). Il rinforzo è stato modellato attraverso elementi solidi a 8 nodi per la malta d'intonaco e elementi beam per la rete, secondo lo schema di Figura 26.

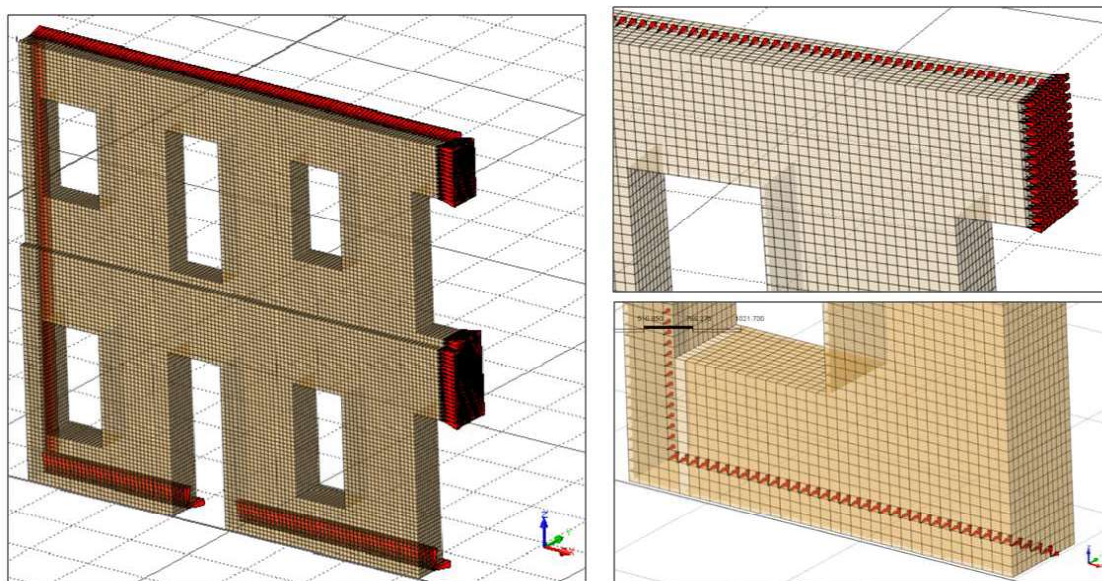


Figura 25 – Schematizzazione di metà parete con elementi solidi e vincoli applicati.

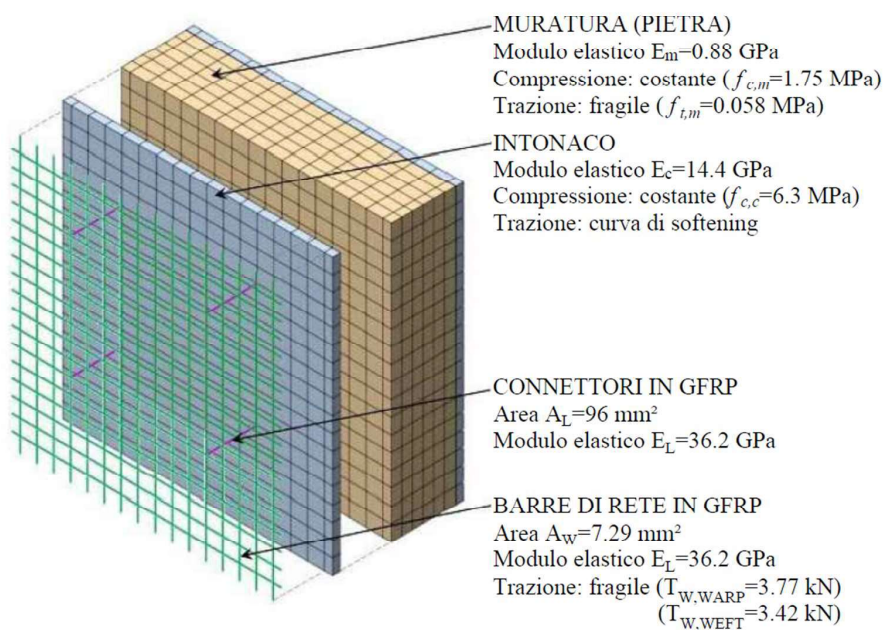


Figura 26 – Schematizzazione intonaco armato e caratteristiche materiali.

I vincoli applicati al modello sono: cerniera alla base ($U_Z=U_Y=0$) e in sommità ($U_Y=0$), applicate al centro della muratura; vincolo $U_Y=0$ sul lato estremo, anch'esso applicato al centro della muratura; vincoli di simmetria ($U_X=0$) sulle fasce murarie (Figura 25). Per simulare la continuità della rete con le pareti adiacenti, sono stati inseriti dei vincoli verticali/orizzontali ai fili di rete lungo il perimetro della parete (Figura 27).

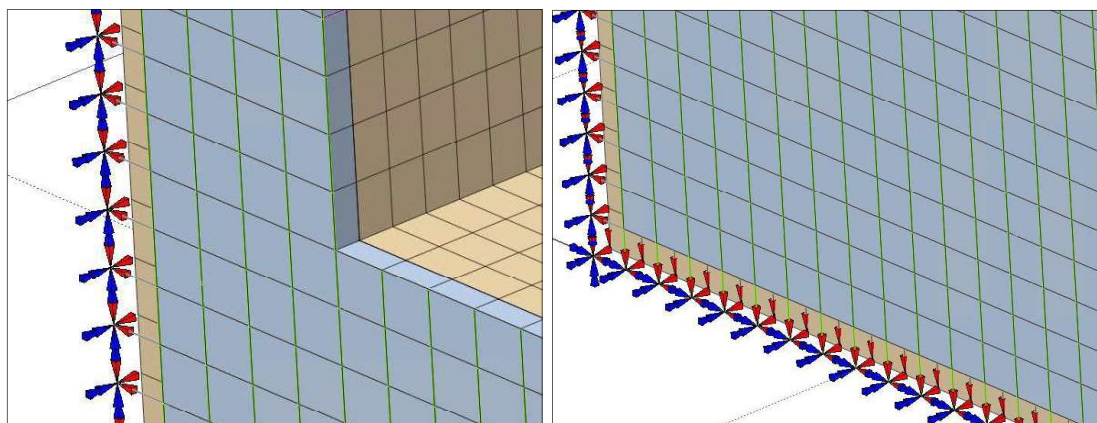


Figura 27 - Vincoli applicati ai fili di rete lungo il contorno della parete.

I modelli realizzati sono quindi due:

- Parete rinforzata da un lato
- Parete rinforzata su entrambi i lati

Il materiale della muratura è stato modellato con un comportamento di tipo smeared crack, con modello total strain crack (rotating crack model), analogamente a [14]. I parametri principali sono riassunti nella Tabella 14.

Proprietà meccaniche del modello	E_m [N/mm ²]	ρ [kN/m ³]	ν	$f_{m,c}$ [N/mm ²]	$f_{m,t}$ [N/mm ²]
Muratura in pietra	881	20	0.2	1.75	0.058
Muratura in mattoni	1872.5	18	0.2	4.465	0.149

Tabella 14 - Parametri per la modellazione della muratura

Tra muratura e intonaco e tra intonaco e rete si è assunta una perfetta aderenza, in quanto dalle prove sperimentali non si sono osservati scorrimenti tra i materiali. Il legame costitutivo a trazione dell'intonaco tiene conto anche del ramo softening dopo la fessurazione ed è stato ricavato da prove sperimentali specifiche (Tabella 15 [15]). Lo spessore dell'intonaco è di 30 mm.

Malta intonaco	
σ [Mpa]	ε_{pl} [%]
0.0	0.0
1.1	7.6E-05
0.9	0.0025
0.57	0.0068
0.3	0.012
0.3	0.0145
0.001	0.0146
0.001	0.020

Tabella 15 - Legame costitutivo a trazione della malta dell'intonaco

Per i fili di rete è stato assunto un comportamento elastico lineare fino a rottura. Come riportato anche in Figura 26, ogni filo ha una sezione trasversale di 7.29 mm², un modulo elastico di 36.2 GPa, una resistenza a trazione di 3.77 MPa (warp/ordito) e 3.42 MPa (weft/trama). L'interasse dei fili nelle due direzioni è di 66 mm.

L'analisi di tipo statica non lineare viene eseguita in due fasi: una prima fase in cui viene applicato il carico verticale in sommità alla parete e una seconda fase in cui si applica un carico orizzontale uniformemente distribuito sulla faccia della parete. Il carico derivante dal solaio di copertura è stato applicato come carico concentrato ai nodi superiori degli elementi in sommità della muratura in mattoni. Il valore del carico totale è pari a 181.2 kN. L'applicazione del carico orizzontale uniformemente distribuito sulla parete è stata effettuata imponendo uno spostamento in un punto di un sistema di bilancini. Nella Figura 28 si evidenzia uno scorcio del sistema di bilancini.

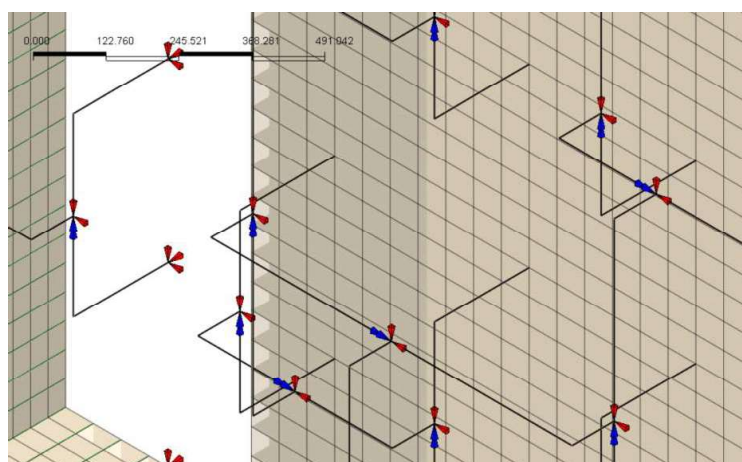


Figura 28 – Scorcio del sistema di bilancini utilizzato per l'applicazione del carico.

Sono stati realizzati due modelli: uno che simula la parete rinforzata da un solo lato a comportamento fuori piano, con spinta applicata in entrambe le direzioni; uno rinforzato da entrambi i lati. E' stato

utilizzato il metodo iterativo Newton-Rapshon (criterio di convergenza in energia con una tolleranza pari a 0.003).

4.3 CONFRONTO DEI RISULTATI DEI MODELLI NUMERICI DELLA PARETE

I risultati delle analisi numeriche dei modelli FEM della parete, diagrammati come forza ripresa dai vincoli F e lo spostamento massimo fuori piano d , viene rappresentato nella Figura 29.

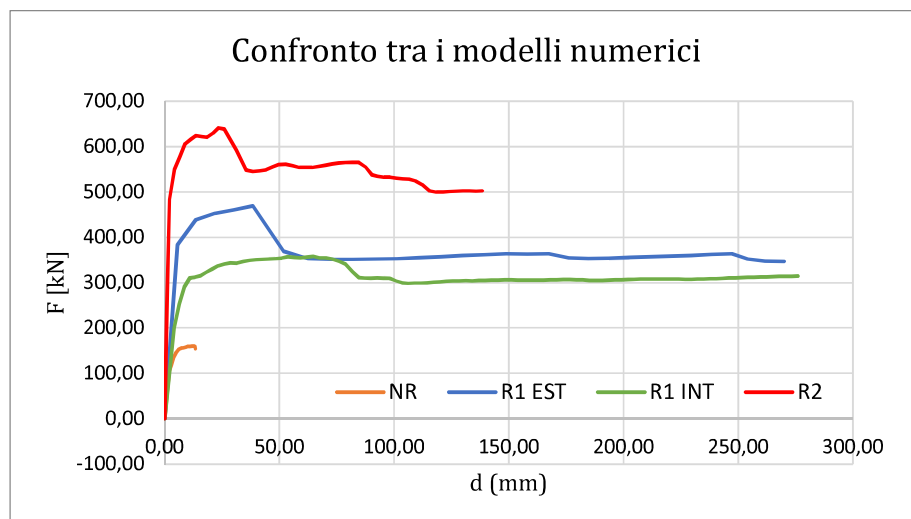


Figura 29 – Confronto tra le analisi numeriche dei modelli R1 con carico applicato all'esterno (R1 EST), R1 con carico applicato all'interno (R1 INT) e R2

Dai diagrammi si nota il notevole incremento in termini di resistenza della parete all'applicazione del rinforzo. Rapportando la resistenza massima raggiunta dai modelli rinforzati a quella del NR, l'incremento è rispettivamente pari a 3.99 per l'R2; 2.93 per l'R1 con spinta dall'esterno e 2.13 per l'R1 con spinta dall'interno. Le curve mostrano un sensibile crollo di resistenza alla rottura dei fili di rete verticali; la presenza dei fili trasversali ridistribuisce le sollecitazioni garantendo comunque una buona resistenza residua fino a grandi spostamenti fuori piano.

4.4 CALCOLO DELL'ACCELERAZIONE RESISTENTE DELLA PARETE RINFORZATA CON LO SPETTRO DI PIANO

E' stata quindi calcolata l'accelerazione resistente della parete per valutare la prestazione al comportamento fuori piano delle diverse soluzioni proposte. Il procedimento utilizzato per il calcolo è simile a quanto descritto nel capitolo dedicato alla valutazione delle accelerazioni resistenti dell'intero edificio. La differenza sostanziale sta nell'aver sfruttato il concetto di spettro di piano.

4.4.1 Spettro di piano

Secondo la circolare 2019 della normativa NTC2018 al punto C.7.2.3. lo spettro di piano può essere utilizzato per la verifica a comportamento fuori piano di elementi non strutturali e per i meccanismi locali.

Per determinare la forma spettrale di piano, si deve determinare l'accelerazione massima di piano, che normalmente può essere assunta uguale a:

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi_1) * \frac{3n}{2n+1} * \frac{z}{H} * \sqrt{1 + 0.0004 * \xi_1^2}$$

Dove:

$S_e(T_1, \xi_1)$ = spettro di risposta al suolo della struttura, riferito al primo periodo proprio T_1 della struttura e allo smorzamento ξ_1 relativo. Il periodo al primo modo della struttura per la direzione perpendicolare alla parete in esame T_1 può essere calcolato con la relazione semplificata:

$$T_1 = C * H^{\frac{3}{4}}$$

con $C=0.05$, $H= 13.40$ m.

Facendo riferimento anche per la parete al solo primo modo di vibrare fuori piano della stessa, lo spettro del piano alla quota z può essere definito con le relazioni:

$$S_{e_z}(T, \xi, z) = \begin{cases} \frac{1.1 \cdot \xi_1^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_z(z)}{1 + (1.1 \cdot \xi_1^{-0.5} \cdot \eta(\xi) - 1) \cdot \left(1 - \frac{T}{a \cdot T_1}\right)^{1.6}} & T < a \cdot T_1 \\ 1.1 \cdot \xi_1^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_z(z) & a \cdot T_1 \leq T < b \cdot T_1 \\ \frac{1.1 \cdot \xi_1^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_z(z)}{1 + (1.1 \cdot \xi_1^{-0.5} \cdot \eta(\xi) - 1) \cdot \left(\frac{T}{b \cdot T_1} - 1\right)^{1.2}} & T \geq b \cdot T_1 \end{cases}$$

dove T è il periodo generico della parete, ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso relativo alla parete, a e b sono coefficienti che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano (possono essere assunti, rispettivamente, pari a 0.8 e 1.1), $\eta(\xi)$ è il fattore di smorzamento che dipende dal coefficiente viscoso.

Per il coefficiente di smorzamento viscoso, si assume un valore pari al 15%, per l'edificio, e pari al 7%, per la parete [16]. In realtà quello della parete si riferisce cautelativamente al caso non rinforzato. Poiché la parete scelta per la verifica a comportamento fuori piano è quella sud, è stato considerato il sisma nella direzione y . La quota di interesse per lo spettro di piano è collocata nel penultimo piano, più precisamente ad una quota di 11.58 m su 13.40 m totali.

Nota la curva di capacità della parete, ottenuta dal modello realizzato con il programma MIDAS FEA, essa è stata trasformata in una curva SDOF in termini di accelerazione e spostamento equivalenti secondo le equazioni seguenti:

$$F^{SDOF} = \frac{F^{MDOF}}{\gamma_1}$$

$$d^{SDOF} = \frac{d^{MDOF}}{\gamma_1}$$

$$S_a = \frac{F^{SDOF}}{m^* \cdot g}$$

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_{i,1}$$

$$\gamma_1 = \frac{\sum m_i \cdot \phi_{i,1}}{\sum m_i \cdot (\phi_{i,1})^2}$$

Esplicitando dalle relazioni dello spettro di piano sopra riportate l'accelerazione al piano $a_z(z)$ è stato possibile calcolare il valore dell'accelerazione corrispondente allo spettro di piano che contiene un determinato punto del piano ADRS di coordinate S_{eZ} e d_u .

$$a_z(z) = \begin{cases} \frac{S_{eZ}(T_{eff}, \xi, z) * \left(1 + (1.1 \cdot \xi_1^{-0.5} \cdot \eta(\xi) - 1) \cdot \left(1 - \frac{T_{eff}}{a * T_1}\right)^{1.6}\right)}{1.1 \cdot \xi_1^{-0.5} \cdot \eta(\xi)} & T < a \cdot T_1 \\ \frac{S_{eZ}(T_{eff}, \xi, z)}{1.1 \cdot \xi_1^{-0.5} \cdot \eta(\xi)} & a \cdot T_1 \leq T < b \cdot T_1 \\ \frac{S_{eZ}(T_{eff}, \xi, z) * \left(1 + (1.1 \cdot \xi_1^{-0.5} \cdot \eta(\xi) - 1) \cdot \left(\frac{T_{eff}}{b * T_1} - 1\right)^{1.2}\right)}{1.1 \cdot \xi_1^{-0.5} \cdot \eta(\xi)} & T \geq b \cdot T_k \end{cases}$$

Riportando sul diagramma ADRS la curva di capacità della parete, previa divisione delle ordinate per la massa partecipante, si può calcolare il valore del periodo T_{eff} (linea verde tratteggiata di Figura 30 e 31) che interseca la curva di capacità in corrispondenza dello spostamento ultimo d_u con la relazione

$$T_{eff} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{d_u}{S_{eZ}}}$$

Nelle Figure 30 e 31 sono riportate graficamente la curva di capacità relativa alla parete in argomento e lo spettro di piano che interseca la curva di capacità in corrispondenza del punto di rottura dei fili di rete verticali, per i casi di rinforzo da un solo lato R1 e di rinforzo da entrambi i lati R2 a Stenico.

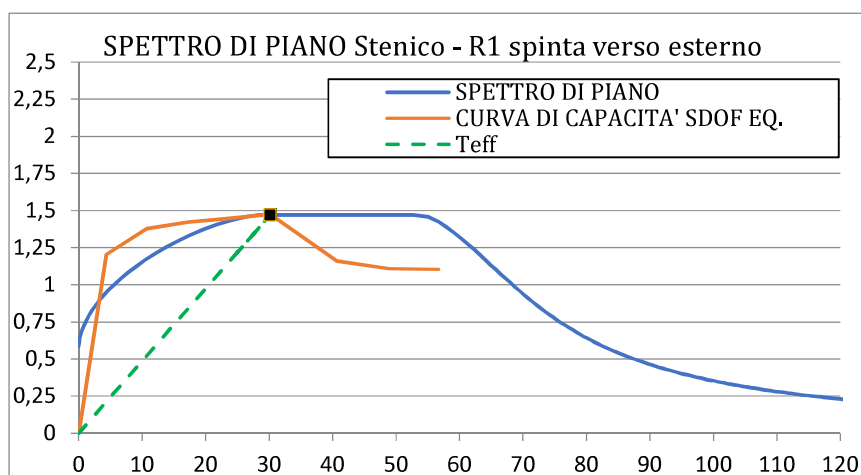


Figura 30 – Intersezione tra curva di capacità della parete e spettro di piano per il caso R1 EST, Stenico

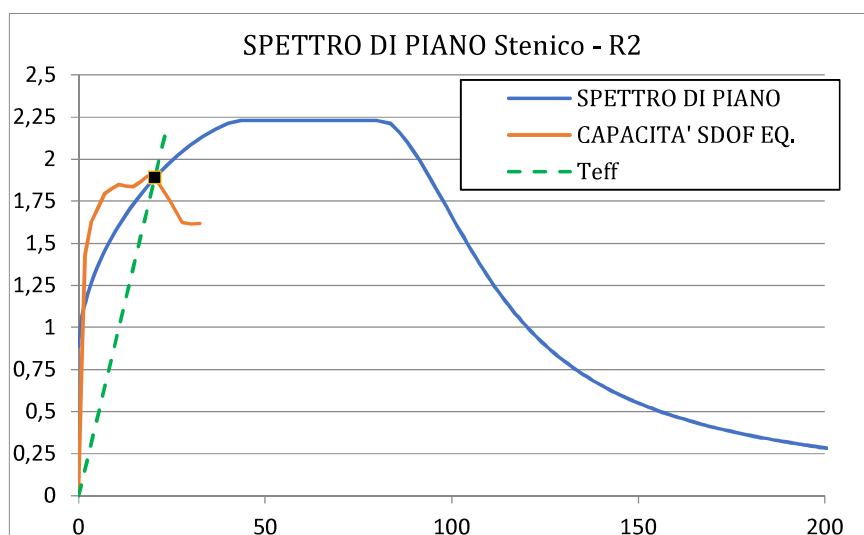


Figura 31 - Intersezione tra curva di capacità della parete e spettro di piano per il caso R2, Stenico

Dall'accelerazione al piano $a_z(z)$, si ricava, quindi, la corrispondente accelerazione resistente al suolo $a_{g,0}$ tramite le seguenti equazioni:

$$Sa = \frac{a_z(z)}{\frac{3n}{2n+1} * \frac{z}{H} * \sqrt{1 + 0.0004 * \xi_1^2}}$$

$$a_{g,0} = \begin{cases} \frac{S a}{S \cdot \eta \cdot F0 \cdot \left(\frac{T_1}{TB} + \frac{1}{\eta \cdot F0} \cdot \left(1 - \frac{T_1}{TB} \right) \right)} & 0 \leq T_1 < TB \\ \frac{S a}{S \cdot \eta \cdot F0} & TB \leq T_1 < TC \\ \frac{S a}{S \cdot \eta \cdot F0 \cdot \left(\frac{TC}{T_1} \right)} & TC \leq T_1 < TD \\ \frac{S a}{S \cdot \eta \cdot F0 \cdot \left(\frac{TC \cdot TD}{T_1^2} \right)} & TD \leq T_1 \end{cases}$$

L'accelerazione $a_{g,0}$ così trovata sarà direttamente confrontata con l'accelerazione resistente globale dell'edificio per poter individuare quale è il meccanismo che avverrà per primo. Inoltre, $a_{g,0}$ verrà confrontata anche con l'accelerazione sollecitante da norma in modo da verificare il comportamento fuori piano della parete in esame.

Tale operazione è stata eseguita sia per lo stato di fatto (URM) che per le due soluzioni proposte (R1, R2) e per le ubicazioni di Stenico e Udine.

4.5 CONFRONTO TRA LE ACCELERAZIONI RESISTENTI PER IL COMPORTAMENTO FUORI PIANO DELLA PARETE RINFORZATA E NON RINFORZATA E VERIFICA COMPORTAMENTO FUORI PIANO

Con la procedura trattata nel precedente paragrafo sono state calcolate le accelerazioni resistenti al suolo relative al comportamento fuori piano della parete dell'edificio in argomento evidenziata in Figura 23. Considerato che il solaio di copertura è realizzato in laterocemento con presenza di cordolo sommitale alla parete, non si ritiene possibile il ribaltamento della parete. Inoltre, è stata ipotizzata una buona legatura orizzontale con il solaio del secondo piano e la mancanza di collegamento con il solaio del terzo piano (assenza di solaio in quella zona), per cui è stato analizzato il comportamento nei confronti della flessione fuori piano. E' stato considerato anche un efficace collegamento orizzontale alle estremità della parete, come ammorsamento fra pareti ortogonali.

I risultati in termini di accelerazione resistente al suolo sono riportati nelle Tabelle 16 e 17, dove sono messi a confronto anche con i valori associati al comportamento dell'intera struttura. I valori si riferiscono ai casi non rinforzato NR, rinforzato da un lato R1 con spinta parete verso esterno,

rinforzato da un lato R1 con spinta parete verso interno e rinforzato su entrambi i lati R2, con due diverse ipotesi di localizzazione dell'edificio (Stenico TN e Udine), caratterizzate da diversi livelli di pericolosità sismica.

In particolare, nella Tabella 16 si confrontano le accelerazioni resistenti associate al comportamento locale della parete fuori piano e al comportamento globale dell'intera struttura. Nella Tabella 17, invece, l'accelerazione resistente al suolo della parete viene confrontata con la domanda di accelerazione resistente prevista dalle attuali norme tecniche vigenti NTC 2018.

CONFRONTO ACCELERAZIONE RESISTENTE AL SUOLO PARETE -STRUTTURA					
CASO	Parete		Struttura	Confronto	meccanismo
	a_z	a_{g0}	$a_{g_{res}}$	$a_{g0}/a_{g_{res}}$	
Stenico NR	0.456 g	0.136 g	0.104 g	1.31	globale
Stenico R1 spinta verso esterno	0.567 g	0.169 g	0.166 g	1.01	globale
Stenico R1 spinta verso interno	0.515	0.154 g	0.166 g	0.92	parete
Stenico R2	0.860	0.256 g	0.208 g	1.23	globale
Udine NR	0.456	0.183 g	0.145 g	1.26	globale
Udine R1 spinta verso esterno	0.567	0.227 g	0.233 g	0.98	parete
Udine R1 spinta verso interno	0.515	0.207 g	0.233 g	0.89	parete
Udine R2	0.860	0.345 g	0.290 g	1.19	globale

LEGENDA:
 Globale = meccanismo di collasso dell'intera struttura dovuto alla rottura di un numero di cerniere tale da generare una perdita di capacità di riprendere carico da parte dell'intera struttura.
 Parte = meccanismo di collasso fuori piano che interessa la sola parete in esame, dovuta ad una rottura importante della muratura nel modello URM o ad una rottura dei fili di rete per i modelli R1 ed R2.

Tabella 16 - Confronto dell'accelerazione resistente al suolo, calcolato per la parete e per la struttura

CONFRONTO ACCELERAZIONE RESISTENTE AL SUOLO PARETE -NORMA				
CASO			Confronto	verifica
	a_{g0}	$a_{g_{norma}}$	$a_{g0}/a_{g_{norma}}$	
Stenico NR	0.136	0.074	1.84	OK
Stenico R1 spinta verso esterno	0.169	0.074	2.28	OK
Stenico R1 spinta verso interno	0.154	0.074	2.07	OK
Stenico R2	0.256	0.074	3.46	OK
Udine NR	0.183	0.206	0.888	NO
Udine R1 spinta verso esterno	0.227	0.206	1.10	OK
Udine R1 spinta verso interno	0.207	0.206	1.00	OK
Udine R2	0.345	0.206	1.67	OK

Tabella 17 - Verifica della parete fuori piano

Come si può vedere dai risultati sopra riportati, il meccanismo più debole risulta spesso quello globale di tutto l'edificio, anche perché trattasi di muratura di pietra di modeste caratteristiche, di edificio alto (4 piani) e di pareti che presentano grandi aperture. Il manifestarsi del meccanismo locale riguarda solo la porzione di parete studiata in quanto presenta un piano a doppia altezza. In realtà, anche la mancanza di collegamento orizzontale efficace con i solai di piano può compromettere la risposta fuori piano delle pareti stesse.

Per quanto riguarda, invece, il confronto con l'accelerazione resistente richiesta dalle norme tecniche, si evince come la verifica della parete considerata sia soddisfatta, per tutte le soluzioni di intervento proposte. La parete con configurazione di doppia altezza, il caso NR sito a Udine non risulta verificata, mentre basta adottare la soluzione R1 per verificare la parete. Va inoltre ricordata l'importanza dei diafani, i quali danno un contributo non trascurabile rispetto alla sfogliatura della muratura in pietra presente. Infatti, tali risultati sono stati ottenuti impedendo ai fogli di muratura di separarsi.

È doveroso sottolineare che tali risultati indicano come le soluzioni proposte risultino efficaci fino a valori intermedi di sismicità. Tale tipologia di intervento risulta quindi adeguata nella maggior parte delle casistiche sismiche possibili in Italia.

5 ANALISI ECONOMICA

Sulla base degli interventi di rinforzo proposti (Appendice 1) è stato realizzato un computo metrico estimativo, redatto dall'ing. Paolillo (Appendice 2). I costi sono stati divisi tra oneri di realizzazione dell'intervento e oneri per la sicurezza. Le principali voci di costo vengono riportate nella Tabella 18 e la distribuzione dei costi rappresentata nella Figura 32.

Si eseguono i raffronti in termini di rapporto tra l'aumento di accelerazione resistente, discussi al capitolo 3.32.5 e il costo delle soluzioni proposte, calcolati come:

$$\zeta_X = \frac{a_{g,res,X} - a_{g,res,X,URM}}{\text{costo totale}} ; \quad \zeta_Y = \frac{a_{g,res,Y} - a_{g,res,Y,URM}}{\text{costo totale}}$$

$$\zeta_{R1,medio} = \frac{\zeta_{R1,x} + \zeta_{R1,y}}{2}$$

Valori maggiori rappresentano un maggiore aumento di accelerazione resistente a fronte di un investimento unitario in termini di costo. Al fine di rendere di più semplice comprensione, il costo è stato considerato in M€ = 10⁶€ e per il confronto tra le soluzioni proposte, si è deciso di utilizzare come parametro di valutazione il rapporto tra le medie $\frac{\zeta_{R1,medio}}{\zeta_{R2,medio}}$.

I risultati del confronto fra i due tipi di intervento sono sommariamente riportati nella Tabella 19.

Soluzione R1			Soluzione R2		
Descrizione	Importo Totale	Importo Parziale	Descrizione	Importo Totale	Importo Parziale
Interventi di rinforzo strutturale			Interventi di rinforzo strutturale		
Opere strutturali rinforzo	€769,290	€ 598,485	Opere strutturali rinforzo	€ 1,264,23	€ 851,445
Opere di fondazione		€ 21,690	Opere di fondazione		€ 72,315
Rinforzo solai		€ 34,545	Rinforzo solai		€ 34,545
Chiodature cantonali		€ 33,470	Chiodature cantonali		€ 36,965
Opere di demolizione e ripristino finiture		€ 81,100	Opere di demolizione e ripristino finiture		€ 268,960
ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)			ONERI DELLA SICUREZZA (PSC)		
Oneri di sicurezza	€ 34,800		Oneri di sicurezza	€ 43,500	
TOTALE	804,090.00	EURO	EURO	1,307,730.00	EURO

Tabella 18 – Principali voci di costo della soluzione 1 (R1) e della soluzione 2 (R2)

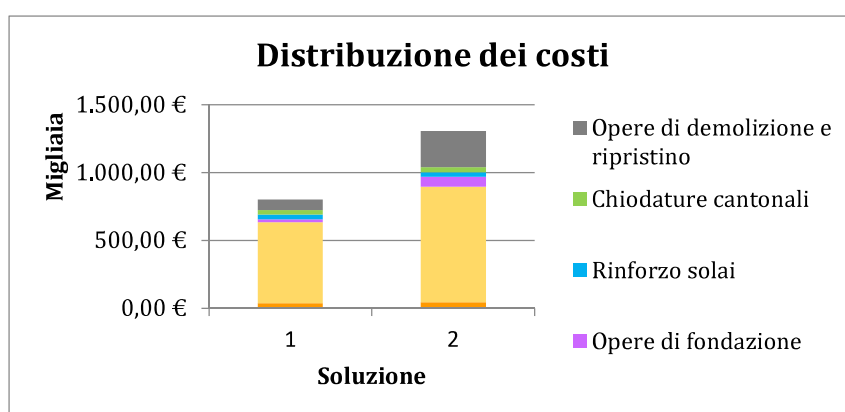


Figura 25 – Distribuzione dei costi della soluzione 1 (R1) e della soluzione 2 (R2)

	STENICO		UDINE SUD	
	SLV X	SLV Y	SLV X	SLV Y
$a_{g,URM}$	0,104 g	0,107 g	0,145 g	0,15 g
$a_{g,R1}$	0,166 g	0,202 g	0,233 g	0,282 g
$a_{g,R2}$	0,208 g	0,235 g	0,290 g	0,329 g
costo R1	€ 804,090	€ 804,090	€ 804,090	€ 804,090
costo R2	€ 1,307,730	€ 1,307,730	€ 1,307,730	€ 1,307,730
ζ_{R1}	0,0077 g/10 ⁵ €	0,0118 g/10 ⁵ €	0,0109 g/10 ⁵ €	0,0164 g/10 ⁵ €
$\zeta_{R1,medio}$	0,0098 g/10 ⁵ €		0,0137 g/10 ⁵ €	
ζ_{R2}	0,0080 g/10 ⁵ €	0,0098 g/10 ⁵ €	0,0111 g/10 ⁵ €	0,0137 g/10 ⁵ €
$\zeta_{R2,medio}$	0,0089 g/10 ⁵ €		0,0124 g/10 ⁵ €	
$\frac{\zeta_{R1,medio}}{\zeta_{R2,medio}}$	1.101		1.104	

Tabella 19 – Calcolo degli indici prestazionali

Dal raffronto tra le prestazioni meccaniche valutate con le configurazioni rinforzate dell'edificio e il computo metrico estimativo, risulta che facendo il rapporto tra le medie, che tiene conto delle prestazioni in entrambe le direzioni principali, risulta essere più vantaggiosa la soluzione R1.

Oltre ai costi è stato anche stimato il tempo necessario a portare a termine l'intervento in funzione del numero di squadre impiegate. Stimati come €83.09 il costo orario di una squadra tipo, il 35% l'incidenza della mano d'opera sui costi totali e 8 ore lavorative giornaliere, si riportano i tempi stimati nella seguente tabella:

Stima tempo più probabile			
Soluzione	GG lavorativi con 1 squadra tipo	GG lavorativi con 2 squadre tipo (per le sole opere civili)	GG lavorativi con 3 squadre tipo (per le sole opere civili)
R1	14 mesi	7,5 mesi	5 mesi
R2	23 mesi	12 mesi	8 mesi

Tabella 20 - Stima del tempo di intervento

A parità di numero di squadre lavorative, la scelta della soluzione 2 comporta un aumento del tempo di realizzazione di circa il 60%. Tale dato non risulta trascurabile in quanto tutto il tempo andrebbe valutato come un mancato guadagno da parte dell'albergo, in quanto la soluzione R1 non richiede di trovare un alloggio temporaneo per le persone dell'edificio in quanto rimane utilizzabile anche durante l'esecuzione dei lavori (lavori eseguiti dall'esterno dell'edificio).

6 CONCLUSIONI

In base ai risultati ottenuti, si evince come le soluzioni d'intervento proposte siano ampiamente sufficienti a soddisfare sia le verifiche globali che locali di comportamento fuori piano, per le ubicazioni di Stenico e Udine. In particolare, la pericolosità sismica di Udine si attesta a valori medio - elevati della mappa sismica italiana. Per tale motivo si ritiene che le soluzioni di rinforzo proposte siano applicabili a numerose casistiche presenti in Italia, rendendo di particolare interesse queste soluzioni ed in particolare la soluzione R1, che non richiede l'esecuzione di opere all'interno dell'edificio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Dolce, «Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti, Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza». 1989.
- [2] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *NTC 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*.
- [3] Federal Emergency Management Agency, *ATC FEMA 306: Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings – Basic Procedures Manual*, n. ATC FEMA 306. 1999.
- [4] *midas Gen*. MIDASoft, Inc., 2021.
- [5] V. Turnsek e F. Čačovič, «Some experimental results on the strength of brick masonry walls», *Proceedings of the 2nd international brick masonry conference, Stoke-on-trent*, pagg. 149–56, 1970.
- [6] I. Boem e N. Gattesco, «Rehabilitation of Masonry Buildings with Fibre Reinforced Mortar: Practical Design Considerations Concerning Seismic Resistance», *Key Eng. Mater.*, vol. 898, pagg. 1–7, ago. 2021, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.898.1.
- [7] European Union, *EN 1996-1-1: Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. 2005.
- [8] S. Cattari e S. Lagomarsino, «A Strength Criterion For The Flexural Behaviour Of Spandrels In Unreinforced Masonry Walls», 2008.
- [9] N. Gattesco, L. Macorini, e A. Dudine, «Experimental Response of Brick-Masonry Spandrels under In-Plane Cyclic Loading», *J. Struct. Eng.*, vol. 142, n. 2, Art. n. 2, feb. 2016, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001418.
- [10] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*.
- [11] N. Gattesco e I. Boem, «Experimental and analytical study to evaluate the effectiveness of an in-plane reinforcement for masonry walls using GFRP meshes», *Constr. Build. Mater.*, vol. 88, pagg. 94–104, lug. 2015, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.04.014.
- [12] European Union, *EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. 2004.
- [13] L. Boscotrecase e F. Piccarreta, *Edifici in muratura in zona sismica*. Palermo: Flaccovio, 2006.
- [14] N. Gattesco e I. Boem, «Out-of-plane behavior of reinforced masonry walls: Experimental and numerical study», *Compos. Part B Eng.*, vol. 128, pagg. 39–52, nov. 2017, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.07.006.
- [15] N. Gattesco e I. Boem, «Characterization tests of GFRM coating as a strengthening technique for masonry buildings», *Compos. Struct.*, vol. 165, pagg. 209–222, apr. 2017, doi: 10.1016/j.compstruct.2017.01.043.
- [16] F. Graziotti, U. Tomassetti, A. Penna, e G. Magenes, «Out-of-plane shaking table tests on URM single leaf and cavity walls», *Eng. Struct.*, vol. 125, pagg. 455–470, ott. 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.07.011.

APPENDICE 1 – TAVOLE GRAFICHE INTERVENTI

Sono allegare le tavole grafiche che evidenziano gli interventi previsti per le due soluzioni: rinforzo murature applicato solo sul lato esterno delle pareti perimetrali dell'edificio (R1) e rinforzo murature applicato su entrambi i lati di tutte le murature portanti dell'edificio (R2).

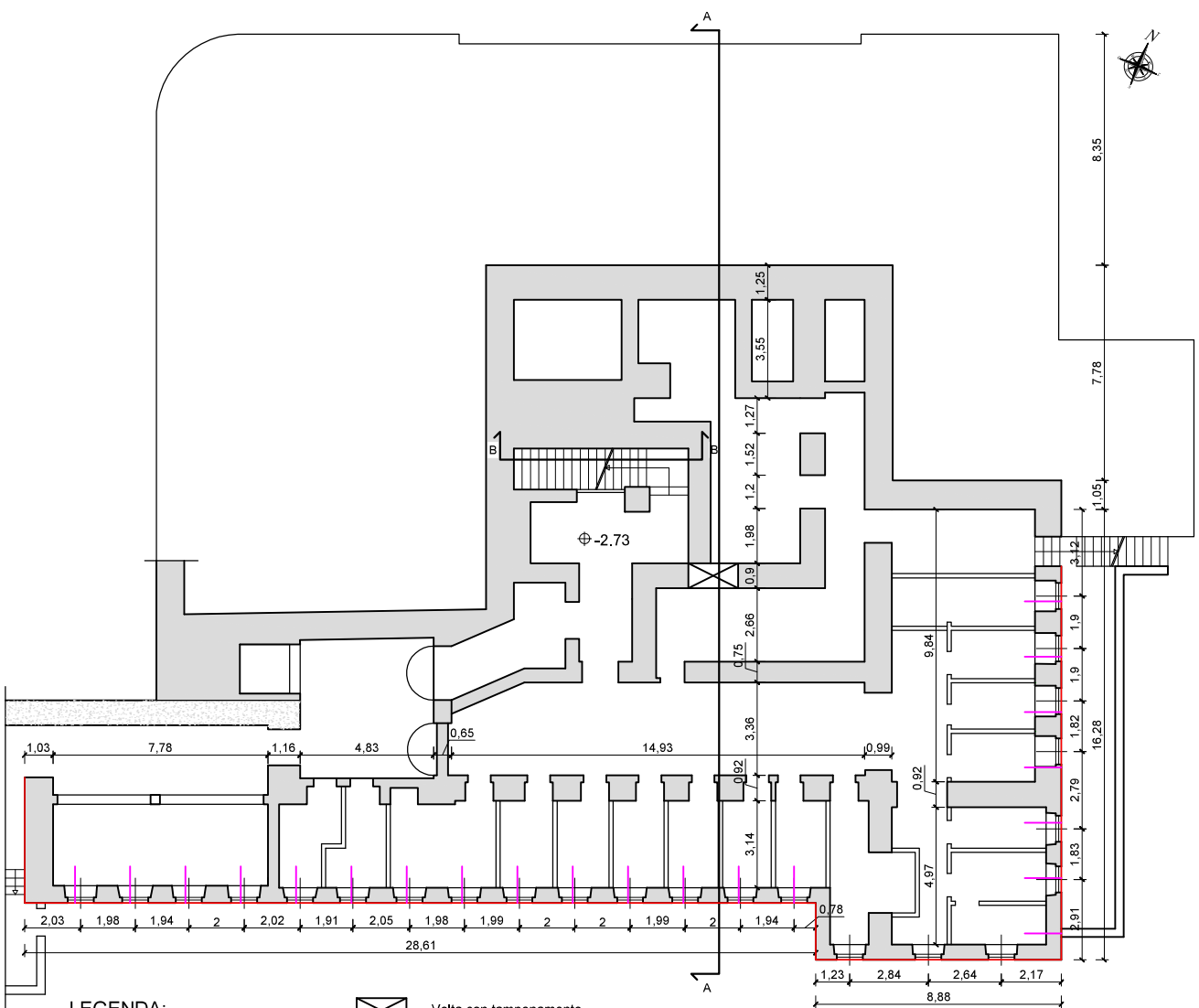
In particolare, le tavole grafiche allegare sono le seguenti:

- R1-1 – Pianta piano interrato
- R1-2 – Pianta piano terra
- R1-3 – Pianta primo piano
- R1-4 – Pianta piano secondo
- R1-5 – Pianta piano terzo
- R1-6 – Sezione A-A
- R1-7 – Dettagli costruttivi
- R2-1 – Pianta piano interrato
- R2-2 – Pianta piano terra
- R2-3 – Pianta piano primo
- R2-4 – Pianta piano secondo
- R2-5 – Pianta piano terzo
- R2-6 – Prospetto sud
- R2-7 – Dettagli costruttivi






Nelle piante sono evidenziate con linea rossa l'intervento di rinforzo applicato sulle pareti: su un solo lato della parete per la soluzione R1, su entrambi i lati per la soluzione R2.

Sono evidenziati anche alcuni particolari riguardanti l'applicazione dell'intonaco armato da un solo lato con realizzazione di diatoni artificiali di solidarizzazione dei paramenti della muratura, l'applicazione dell'intonaco armato su entrambi i lati della muratura con i connettori passanti e l'intervento di collegamento delle travi dei solai con la muratura. E' anche indicata la disposizione di diatoni e connettori, nel primo sistema di rinforzo, e dei connettori, nel secondo sistema, come pure il collegamento dei fili di rete verticale con la fondazione della muratura.

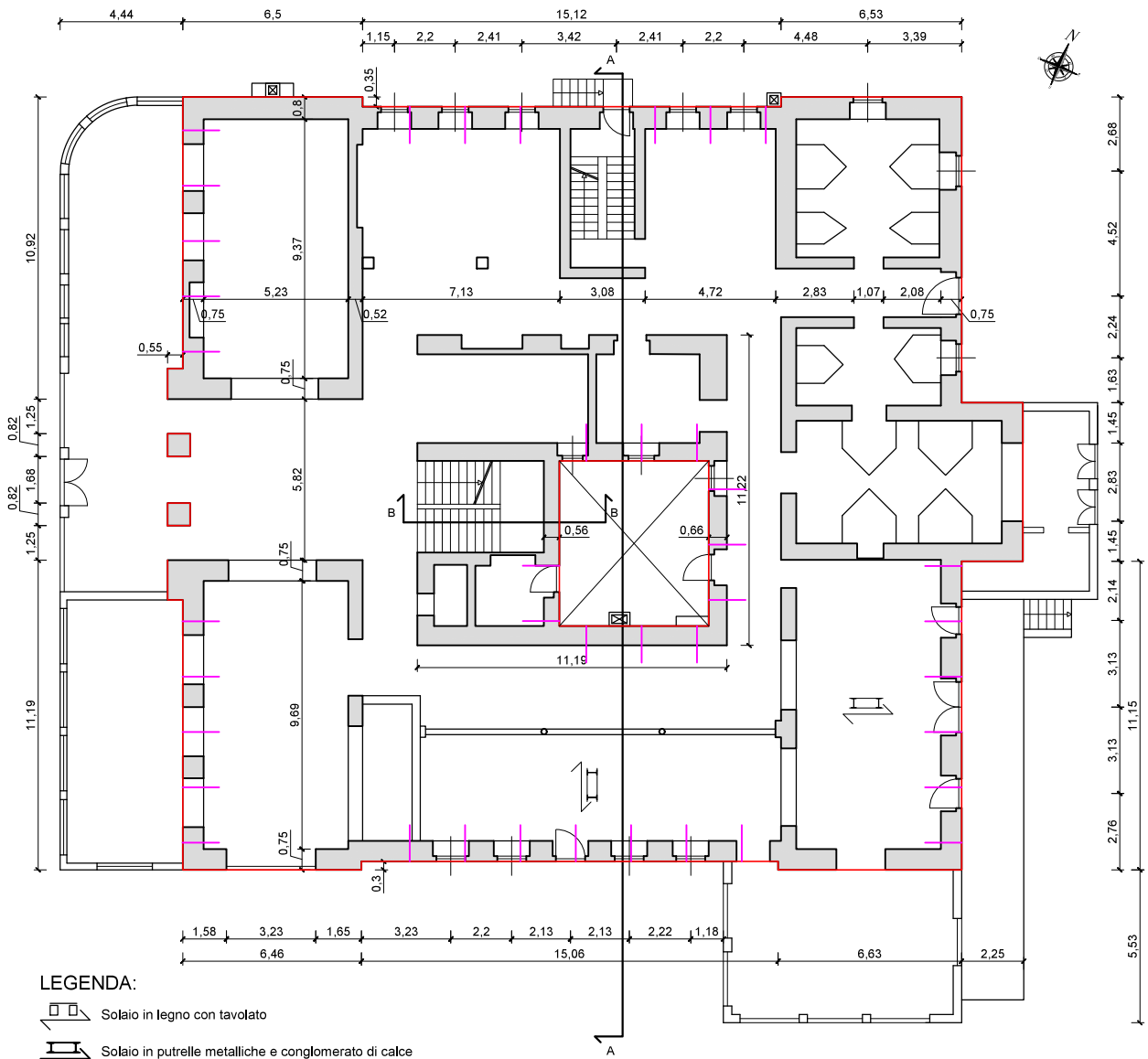
PIANTA PIANO INTERRATO









LEGENDA:

-  Muratura - Scheda valutazione n° 1
-  Aperture 0.95/1.35
-  Pareti da rinforzare con sistema CRM + Diatoni artificiali
-  Legature a livello di solaio tra travi e muratura
-  Volta con tamponamento
- Perimetrale sp. 0.90 - 0.95 m
- Interna sp. 0.75 - 0.90 m
- Esterna lato sud sp. 0.55 m

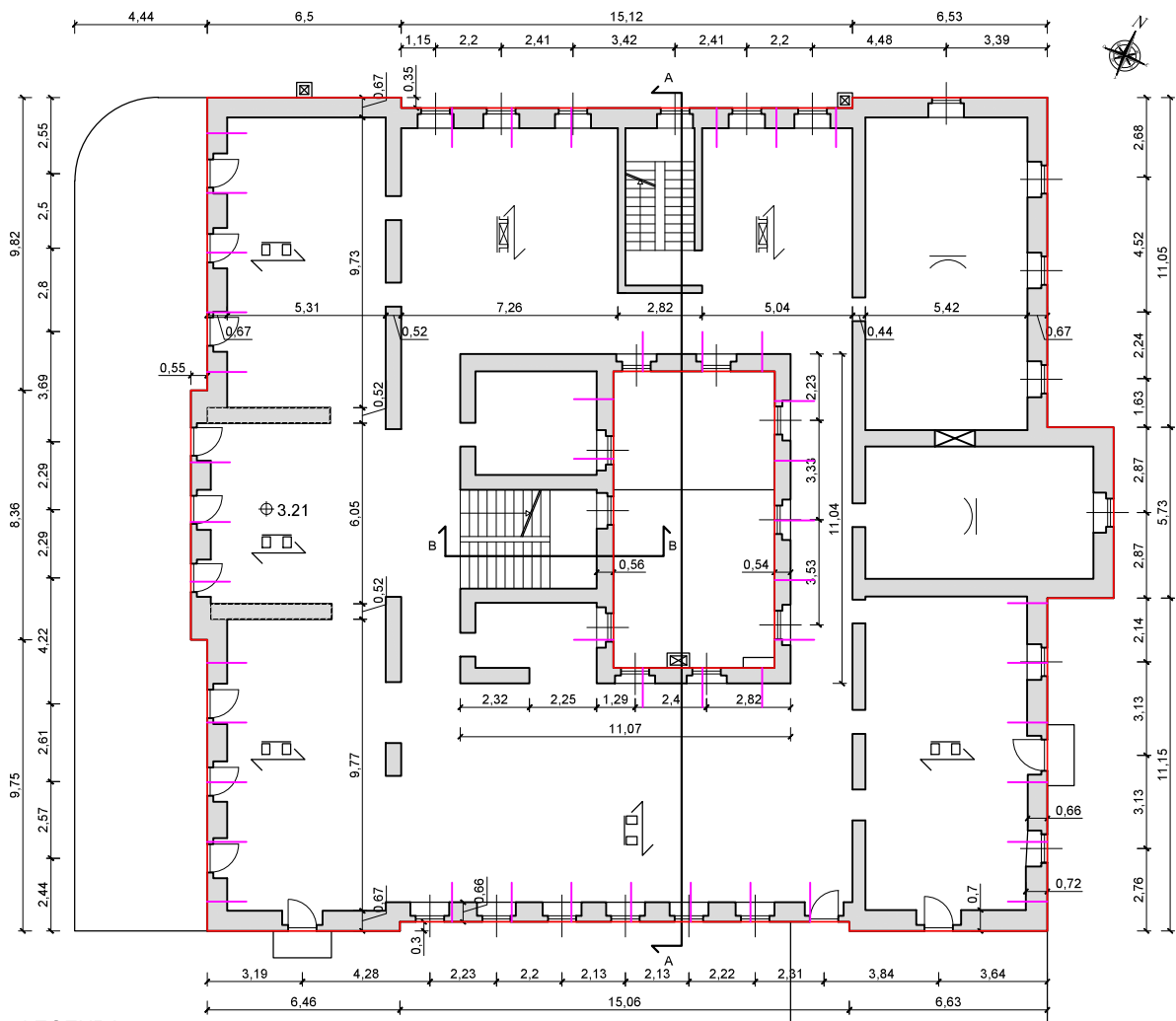
PIANTA PIANO TERRA



LEGENDA:

-  Solaio in legno con tavolato
-  Solaio in putrelle metalliche e conglomerato di calce
-  Muratura - Scheda valutazione 2
 - Perimetrale sp. 0,75 - 0,80 m
 - Interna sp. 0,50 - 0,70 m
-  Aperture 0,95/1,65 m - 1,05/1,65 m
-  Pareti da rinforzare con sistema CRM + Diatoni artificiali
-  Legature a livello di solaio tra travi e muratura

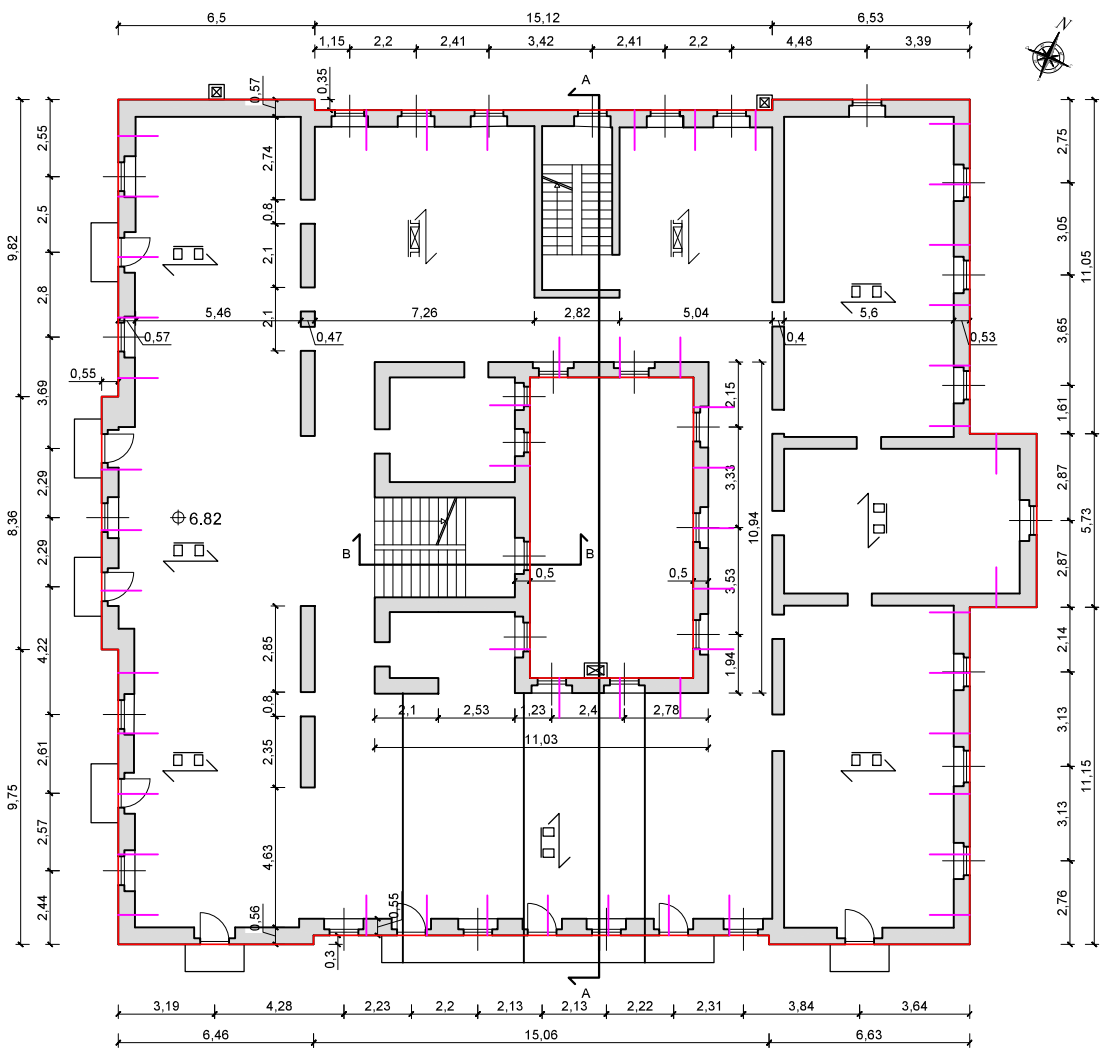
PIANTA PIANO PRIMO









LEGENDA:

- | | | | |
|--|---------------------------------|--|--|
| | Orizzontamento voltato | | Volta con tamponamento |
| | Solaio in legno con tavolato | | Perimetrale sp. 0.66 - 0.72 m |
| | Solaio in laterocemento | | Interna sp. 0.48 - 0.60 m |
| | Muratura - Scheda valutazione 2 | | sp. ~ 0.52 m |
| | Muratura - Scheda valutazione 3 | | Pareti da rinforzare con sistema CRM + Diatoni artificiali |
| | Aperture 0.95/1.65 m | | Legature a livello di solaio tra travi e muratura |

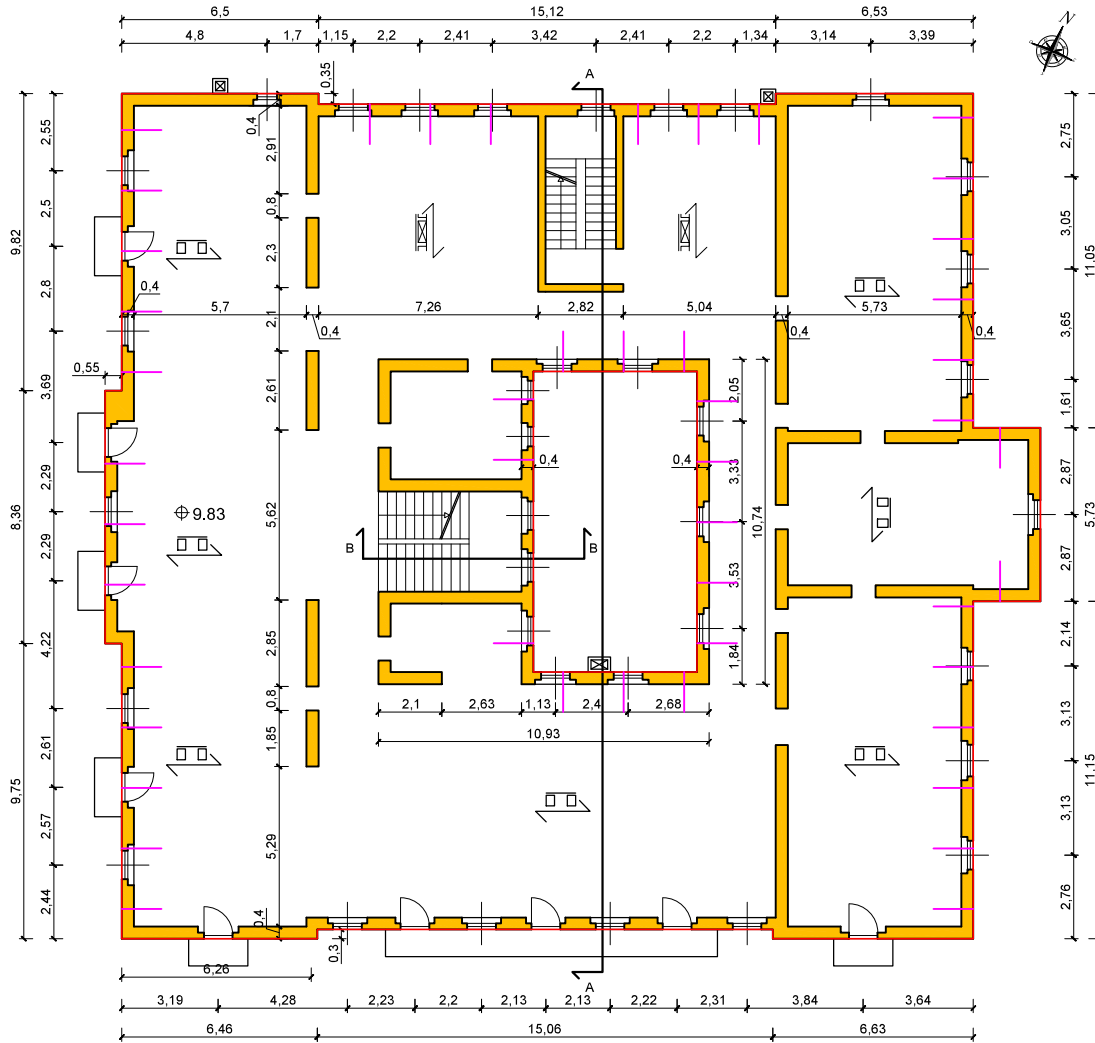
PIANTA PIANO SECONDO



LEGENDA:

-  Solaio in legno con tavolato
 -  Solaio in laterocemento
 -  Muratura - Scheda valutazione 2
 -  Aperture 0,95/1,35 m
 -  Pareti da rinforzare con sistema CRM + Diatoni artificiali
 -  Legature a livello di solaio tra travi e muratura
- | | |
|-------------|-------------------|
| Perimetrale | sp. 0,75 - 0,80 m |
| Interna | sp. 0,50 - 0,70 m |

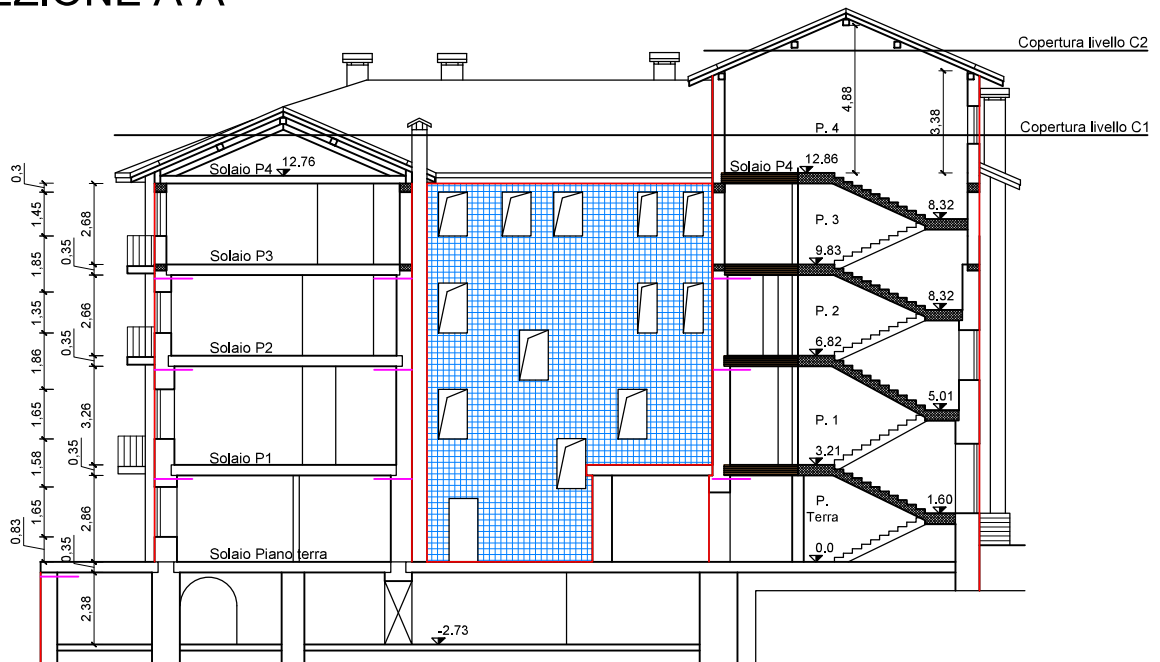
PIANTA PIANO TERZO



LEGENDA:

- Solaio in legno con tavolato
- Solaio in laterocemento
- Muratura - Scheda valutazione n° 4
 Perimetrale sp. 0,4 m
 Interna sp. 0,4 m
- Aperture 0,95/1,45 m
- Pareti da rinforzare con sistema CRM + Diatoni artificiali
- Legature a livello di solaio tra travi e muratura

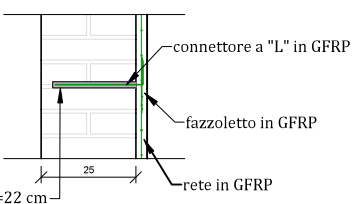
SEZIONE A-A



LEGENDA:

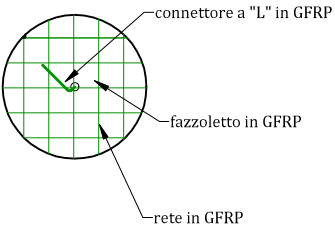
- | | | | |
|--|--|--|---|
| | Muratura in pietra naturale e malta di calce | | Solaio con elementi portanti lignei |
| | Muratura in mattoni pieni e malta di calce | | Solaio in putrelle metalliche e conglomerato di calce |
| | Cemento armato | | Solaio in laterocemento |
| | Pareti da rinforzare con sistema CRM + Diatoni artificiali | | |
| | Legature a livello di solaio tra travi e muratura | | |
| | CRM | | |

Sezione laterale connettore

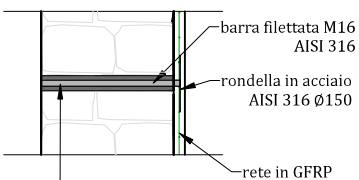


foro Ø16 - L=22 cm
iniettato con resina epossidica

Vista frontale

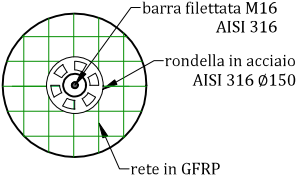


Sezione laterale diatono



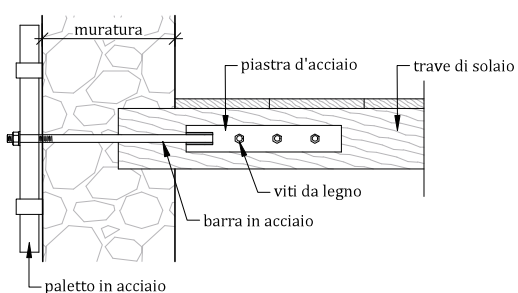
foro Ø50 passante, iniettato
con malta tissotropica
antiritiro ad alta resistenza

Vista frontale



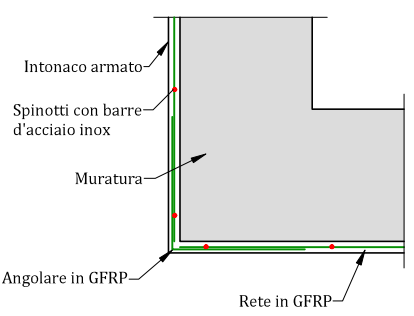
Dettaglio del connettore a paletto in acciaio

Vista laterale

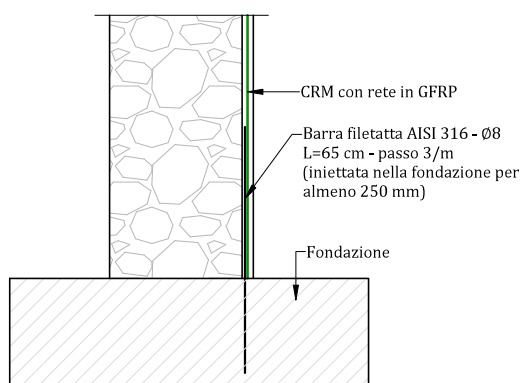


Dettaglio della spinotatura dell'intonaco armato

Vista in pianta

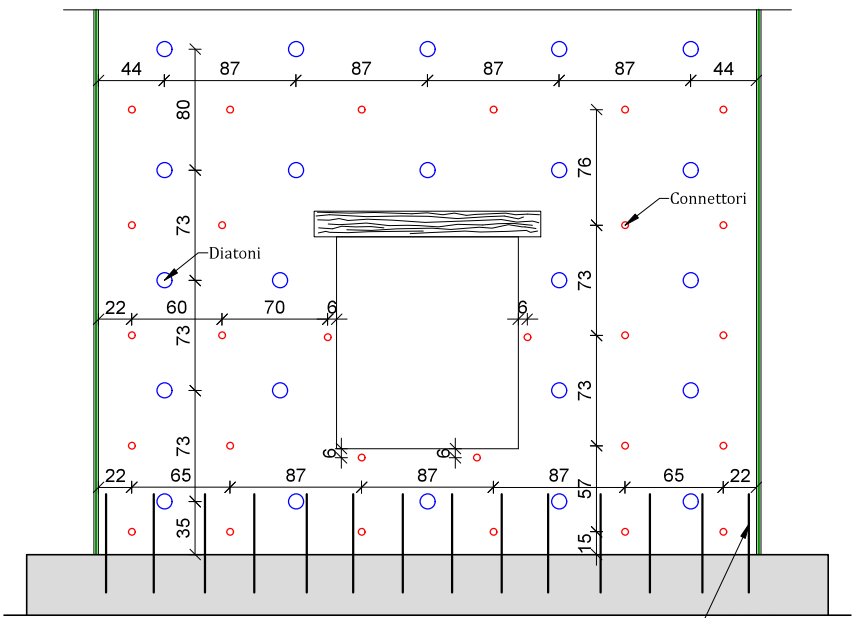


Sezione laterale



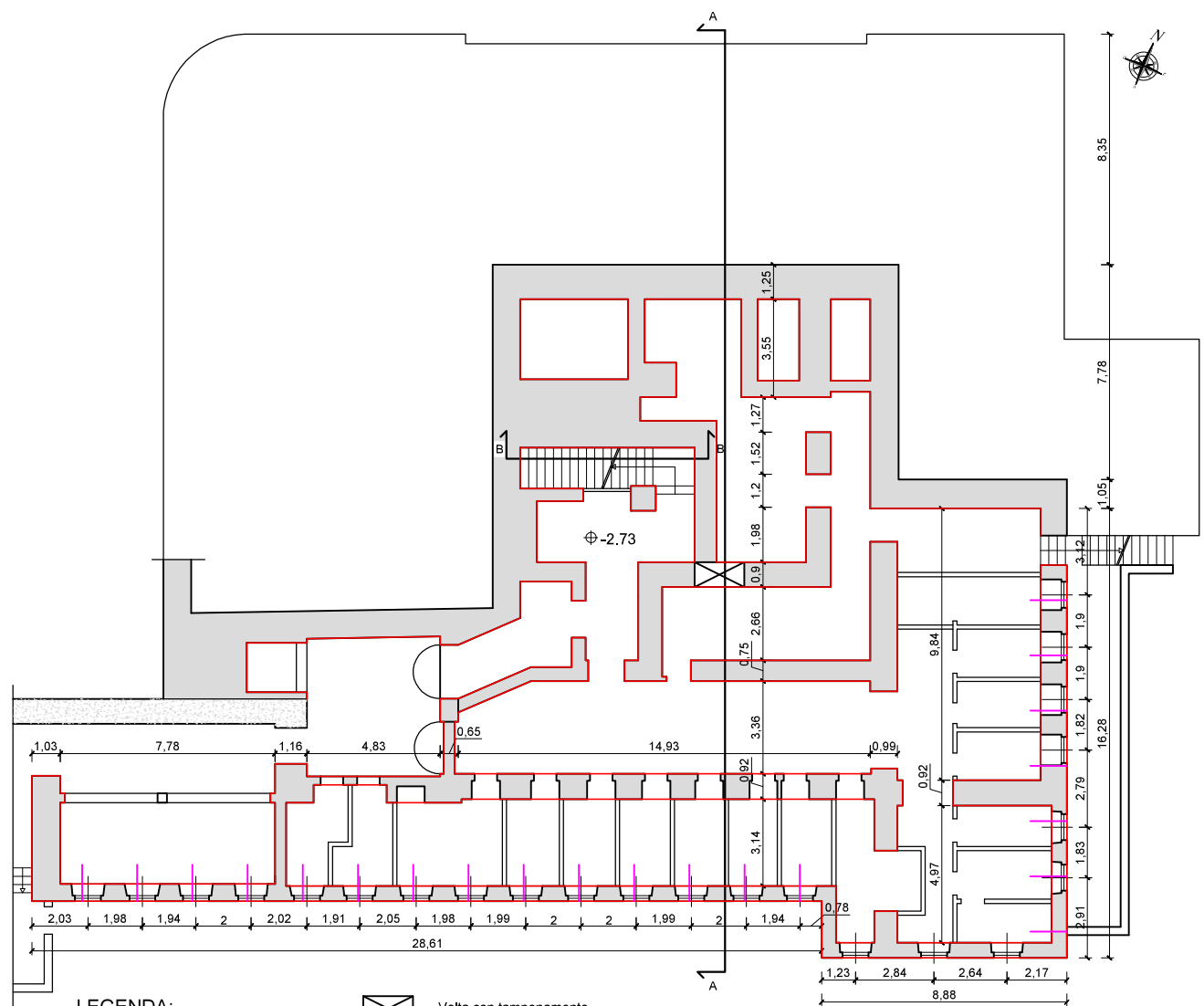
Disposizione dei diatoni e dei connettori

Scala 1:50









Barra filettata AISI 316 - Ø8
L=65 cm - passo 3/m
(iniettata nella fondazione per
almeno 250 mm)

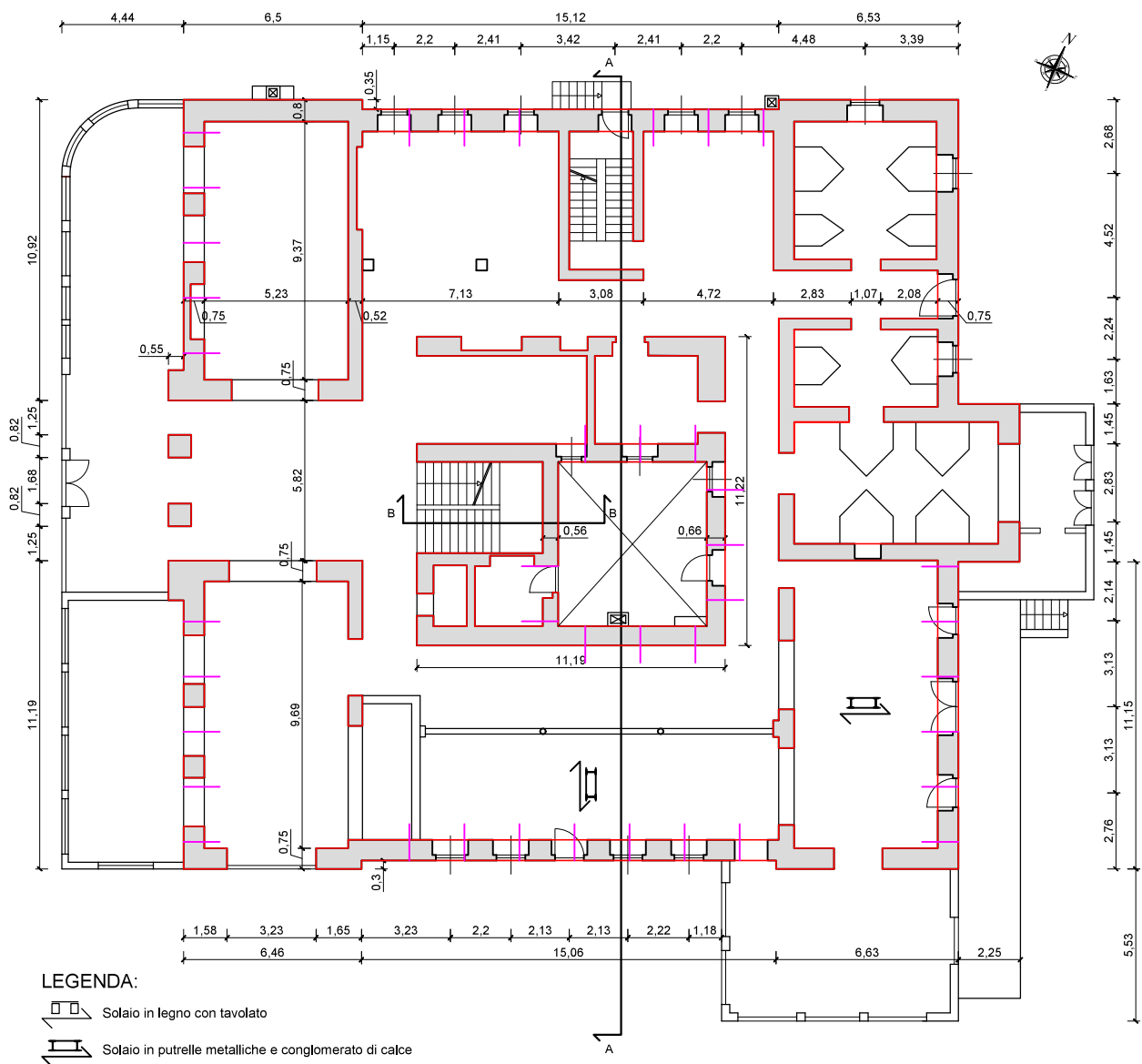
PIANTA PIANO INTERRATO






LEGENDA:




- | | | | | | |
|---|------------------------------------|---|--|---|---|
|  | Muratura - Scheda valutazione n° 1 |  | Volta con tamponamento |  | Pareti da rinforzare con sistema CRM |
|  | Aperture 0.95/1.35 |  | Perimetrale
Interna
Esterna lato sud |  | Legature a livello di solaio tra travi e muratura |
| | | | sp. 0.90 - 0.95 m
sp. 0.75 - 0.90 m
sp. 0.55 m | | |

PIANTA PIANO TERRA

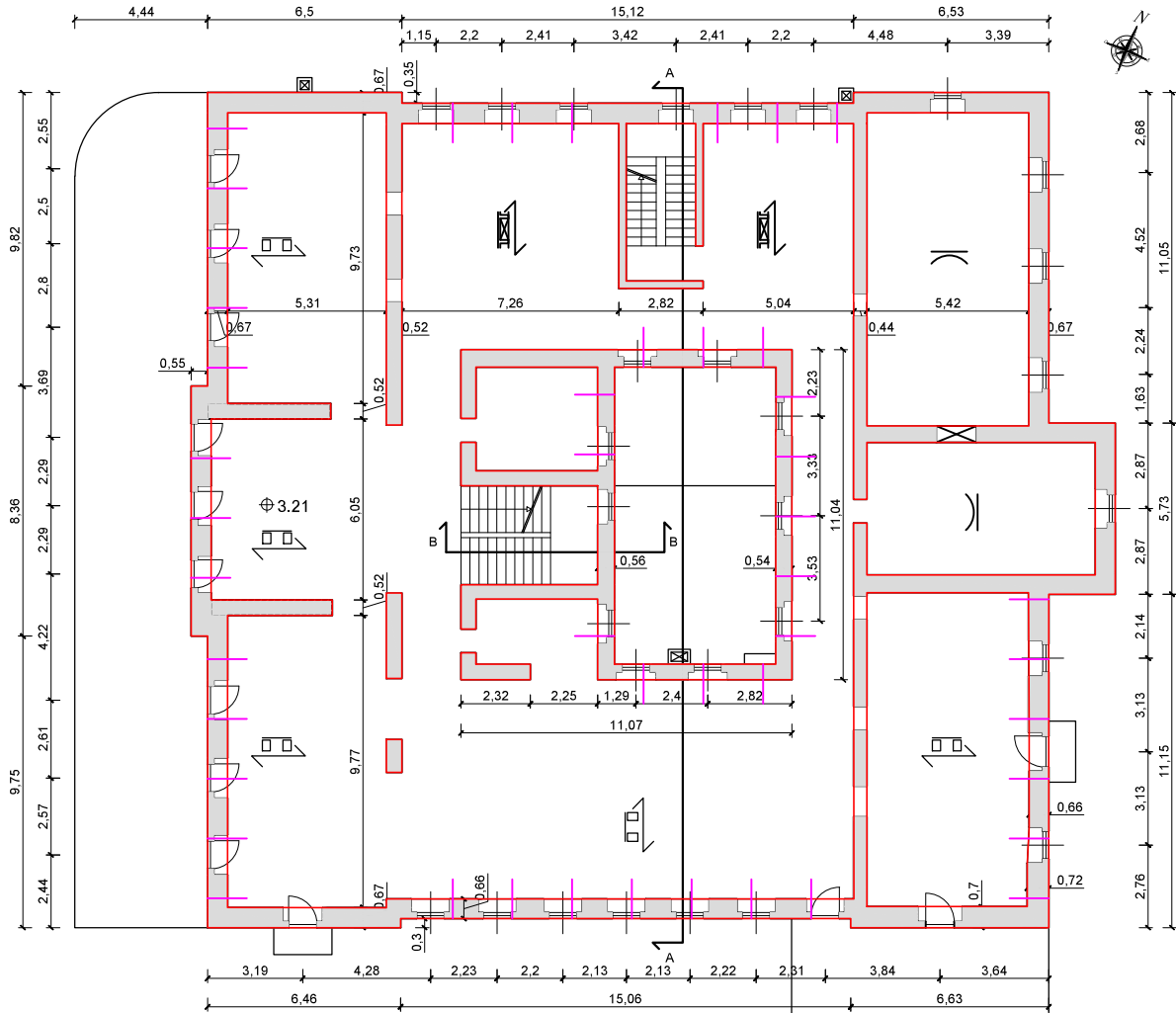


LEGENDA:

-  Solaio in legno con tavolato
-  Solaio in putrelle metalliche e conglomerato di calce
-  Muratura - Scheda valutazione 2

Perimetrale	sp. 0,75 - 0,80 m
Interna	sp. 0,50 - 0,70 m
-  Aperture 0,95/1,65 m - 1,05/1,65 m
-  Pareti da rinforzare con sistema CRM
-  Legature a livello di solaio tra travi e muratura

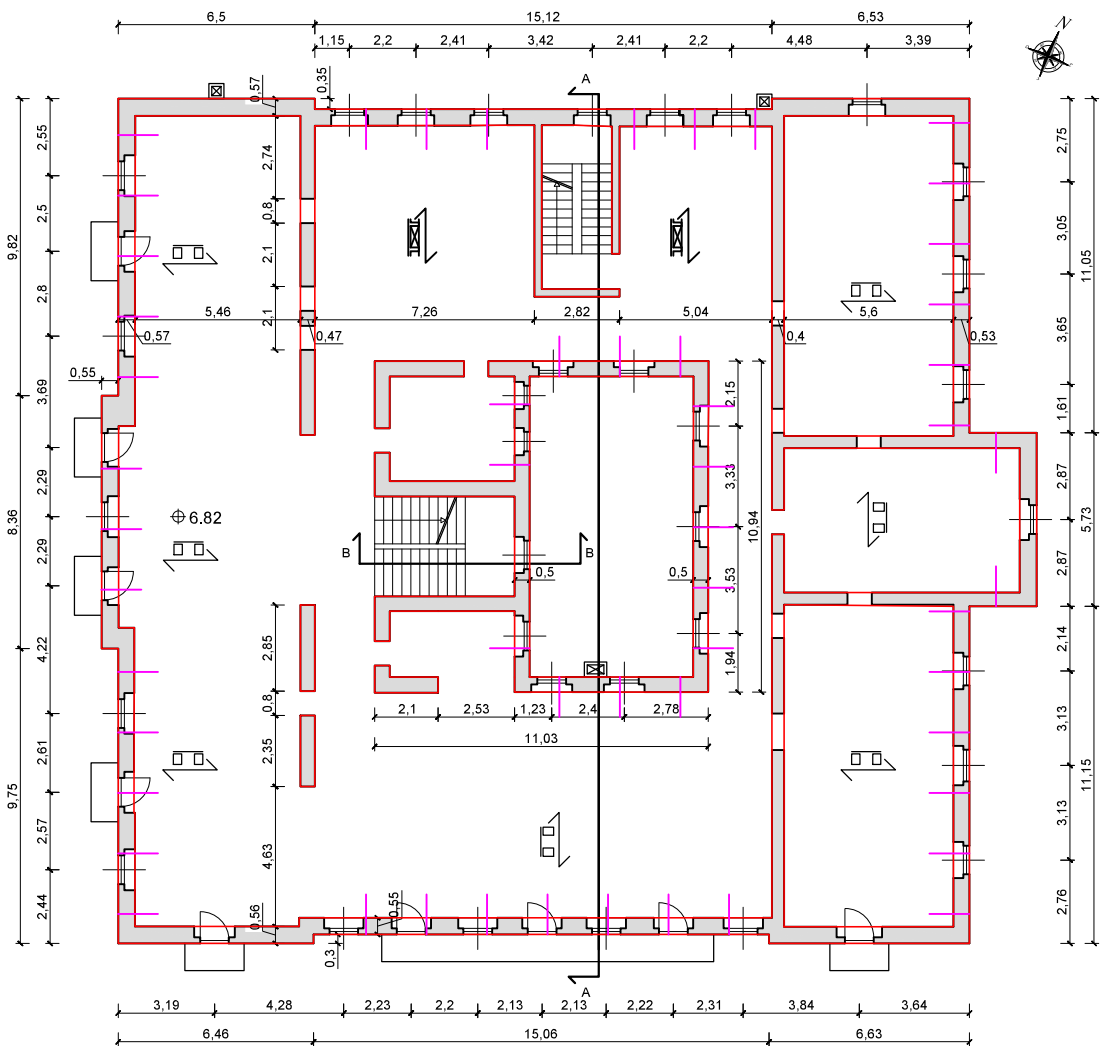
PIANTA PIANO PRIMO



LEGENDA:

- Orizzontamento voltato
- Solaio in legno con tavolato
- Solaio in laterocemento
- Muratura - Scheda valutazione 2
- Muratura - Scheda valutazione 3
- Aperture 0.95/1.65 m
- Volta con tamponamento
- Perimetrale sp. 0.66 - 0.72 m
- Interna sp. 0.48 - 0.60 m
- sp. ~ 0.52 m
- Paredi da rinforzare con sistema CRM
- Legature a livello di solaio tra travi e muratura

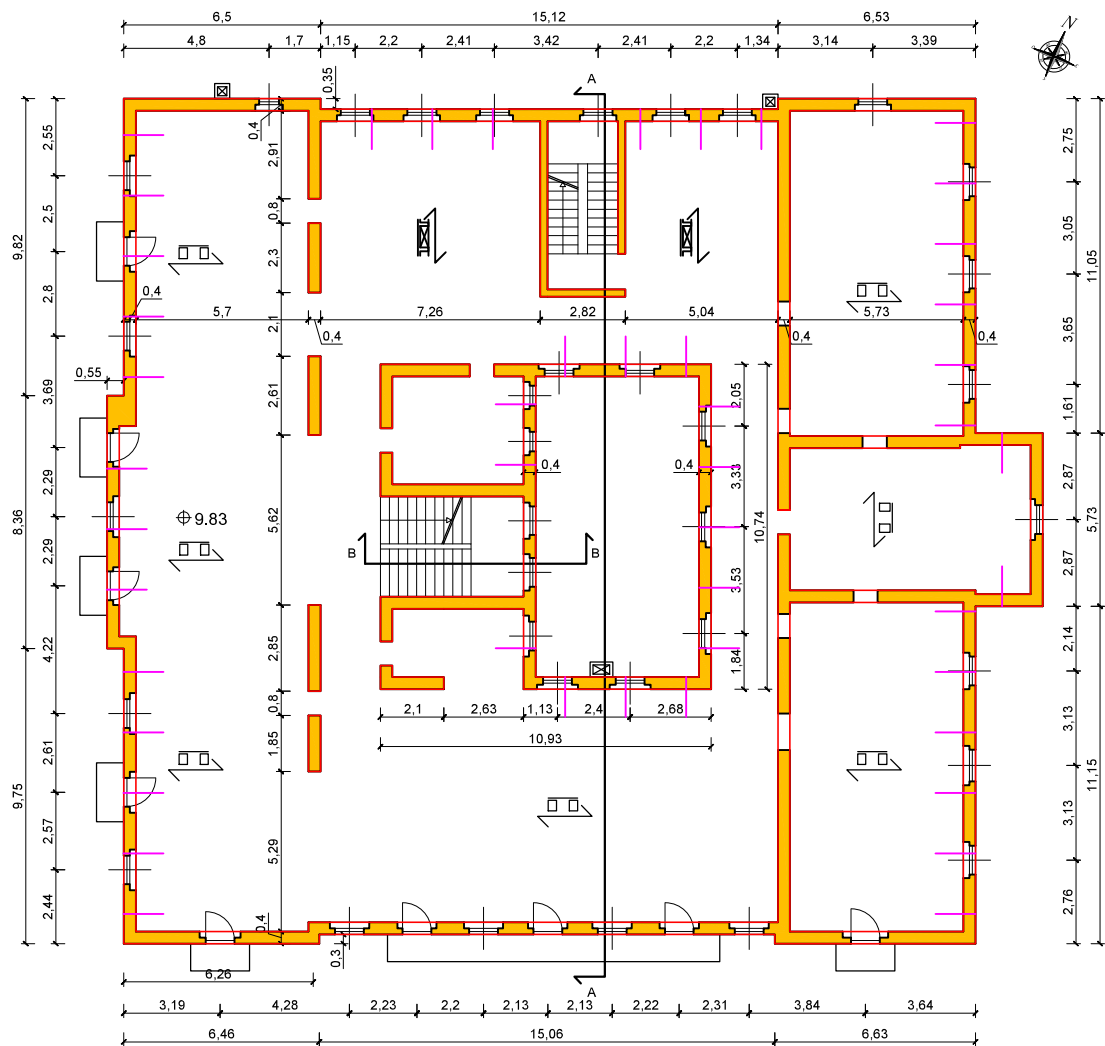
PIANTA PIANO SECONDO









LEGENDA:

- Solaio in legno con tavolato
 - Solaio in laterocemento
 - Muratura - Scheda valutazione 2
 - Aperture 0,95/1,35 m
 - Pareti da rinforzare con sistema CRM
 - Legature a livello di solaio tra travi e muratura
- | | |
|-------------|-------------------|
| Perimetrale | sp. 0,75 - 0,80 m |
| Interna | sp. 0,50 - 0,70 m |

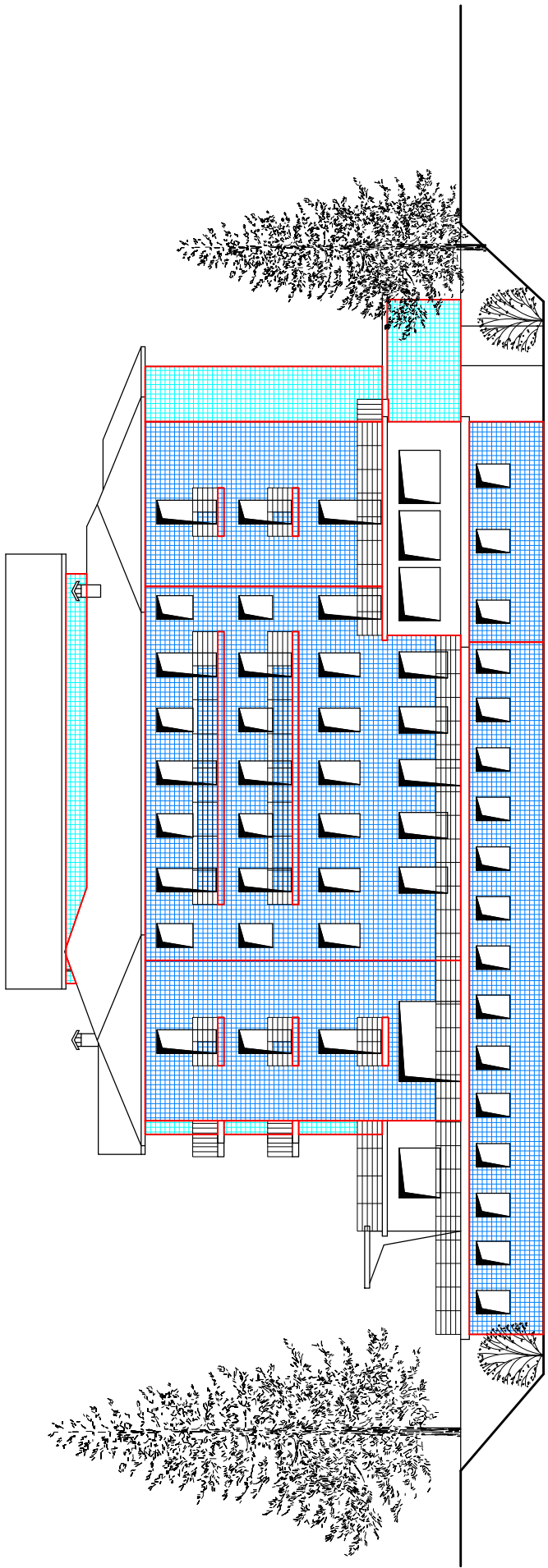
PIANTA PIANO TERZO






LEGENDA:

-  Solaio in legno con tavolato
-  Solaio in laterocemento
-  Muratura - Scheda valutazione n° 4 Perimetrale sp. 0,4 m
Interna sp. 0,4 m
-  Aperture 0.95/1.45 m
-  Pareti da rinforzare con sistema CRM
-  Legature a livello di solaio tra travi e muratura

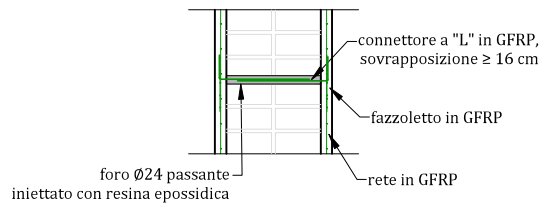
PROSPETTO SUD



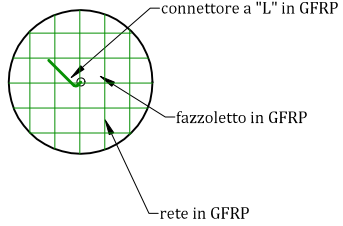
LEGENDA:

-  Pareti da rinforzare con sistema CRM
-  Legature a livello di soletto tra travi e muratura
-  CRM

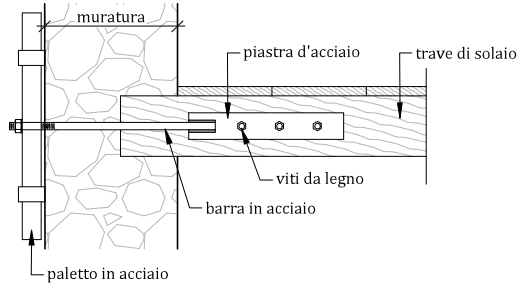
Sezione laterale



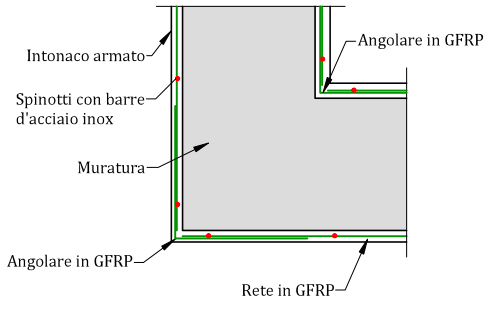
Vista frontale



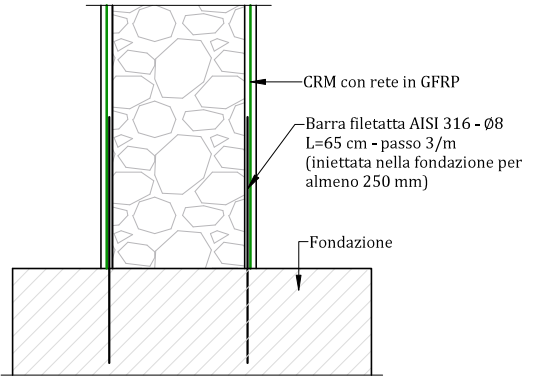
Dettaglio del connettore a paletto in acciaio
Vista laterale



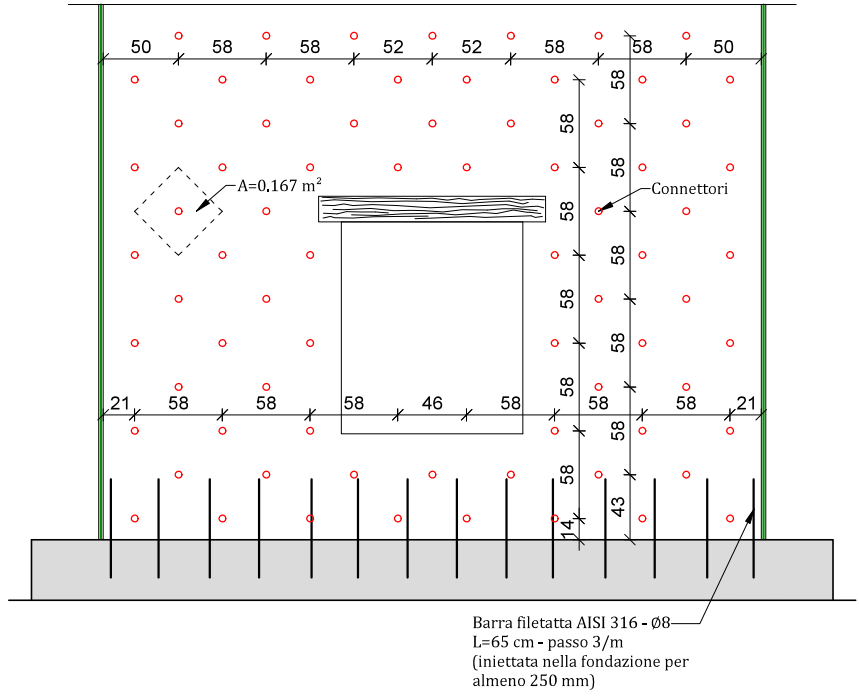
Dettaglio della spinotatura dell'intonaco armato
Vista in pianta



Sezione laterale



Disposizione dei connettori
Scala 1:50



APPENDICE 2 – COMPUTO METRICO ESTIMATIVO

Nel seguito vengono allegati gli elaborati compilati dall'ing. Paolillo riguardanti il computo dettagliato dei costi delle varie opere necessarie per l'esecuzione degli interventi di rinforzo sulle murature applicati solo sull'esterno dell'edificio (R1) e per l'esecuzione degli interventi di rinforzo sulle murature applicati su entrambi i lati delle murature stesse. La tecnica di rinforzo consiste nell'applicazione di un intonaco a base calce rinforzato con una rete preformata in composito di fibra di vetro e matrice polimerica (sistema CRM). Il rinforzo applicato da un solo lato prevede l'applicazione di diatoni artificiali in acciaio e malta cementizia, per garantire la non separazione dei paramenti che compongono la muratura.

Sono allegati quattro fascicoli così distinti:

- Computo metrico – caso studio “Grande Albergo Terme di Comano”, Soluzione 1 (R1)
- Computo metrico – oneri per la sicurezza legati alla Soluzione 1 (R1)
- Computo metrico – caso studio “Grande Albergo Terme di Comano”, Soluzione 2 (R2)
- Computo metrico – oneri per la sicurezza legati alla Soluzione 2 (R2)

COMPUTO METRICO

OGGETTO: CASO STUDIO: "GRANDE ALBERGO TERME DI COMANO
Soluzione 1

COMMITTENTE: ReLUIS 2020 – WP5

Data, 26/10/2021

IL TECNICO

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO							
	LAVORI A MISURA							
1 NP01	Fornitura e posa in opera di teli protettivi da posizionare alle finestre ed alle porte finestre al fine di garantirne la conservazione e la integrità dalle successive lavorazioni ... eventuale integrazione e/o sostituzione in caso di danneggiamento al materiale protettivo che ne comprometta la tenuta. Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Protezione finestre e vani porta da successive lavorazioni - poste su un solo lato					1,00		
	SOMMANO a corpo					1,00	1'500,00	1'500,00
2 26.5.ZN8.01. B	Rinforzo di murature di qualsiasi genere, su una faccia, mediante tecnica dell'intonaco armato composto da rete, connettori, fazzoletti in composito fibrorinforzato G.F.R.P. e anco ... incroci murari tramite l'applicazione di elemento angolare preformato. Su un lato - per spessore del muro da 25 a 60 cm Cat 1 - Opere strutturali rinforzo Piano interrato *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22)*(H/peso=2,38+0,35) a detrarre vani Piano terra pareti esterne *(lung.=6,46+0,33+15,06+0,33+6,63+11,15+2,22+5,73+2,22+11,05+6,53+15,12+2*0,35+6,50+10,92+0,55+11,19+0,55)*(H/peso=2,86+0,35) a detrarre vani pilastri laterali *(par.ug.=4*2) cavedio interno *(lung.=5,40+5,97)*(H/peso=2,86+0,35) a detrarre vani Piano primo pareti esterne *(lung.=6,46+0,33*2+15,06+6,63+11,15+2,22*2+5,73+11,05+6,53+0,35*2+15,12+6,50+9,82+0,55*2+8,36+9,76)*(H/peso=3,26+0,35) a detrarre vani cavedio interno *(lung.=5,40+9,95)*(H/peso=3,26+0,35) a detrarre vani Piano secondo pareti esterne *(lung.=6,46+0,33*2+15,06+6,63+11,15+2,22*2+5,73+11,05+6,53+0,35*2+15,12+6,50+9,82+0,55*2+8,36+9,76)*(H/peso=2,66+0,35) a detrarre vani cavedio interno *(lung.=5,40+9,95)*(H/peso=2,66+0,35) a detrarre vani Piano terzo *(lung.=6,46+0,3+2+15,06+6,63+11,15+2,22*2+5,73+11,05+6,53+0,35*2+15,12+6,50+9,82+0,55*2+8,36+9,75) a detrarre vani cavedio interno *(lung.=5,40+9,95) a detrarre vani Sommano positivi m² Sommano negativi m² SOMMANO m²	23,00	58,32 0,95		2,730 1,350	159,21 -29,50		
		12,00	113,24		3,210	363,50		
		5,00	0,95		1,650	-18,81		
		5,00	1,05		2,200	-11,55		
		5,00	1,80		2,200	-19,80		
			2,85		2,200	-6,27		
		2,00	1,05		2,200	-4,62		
			3,23		1,650	-5,33		
		8,00	0,82		2,860	18,76		
		2,00	11,37		3,210	73,00		
		3,00	0,95		1,650	-4,70		
		2,00	0,95		2,200	-4,18		
			119,07		3,610	429,84		
		19,00	0,95		1,650	-29,78		
		13,00	0,95		2,200	-27,17		
		2,00	15,35		3,610	110,83		
		10,00	0,95		1,650	-15,68		
			119,07		3,010	358,40		
		23,00	0,95		1,650	-36,05		
		9,00	0,95		2,200	-18,81		
		2,00	15,35		3,010	92,41		
		9,00	0,95		1,650	-14,11		
		2,00	0,65		1,650	-2,15		
			120,70		2,680	323,48		
		23,00	0,95		1,650	-36,05		
		9,00	0,95		2,200	-18,81		
		2,00	15,35		2,680	82,28		
		10,00	0,95		1,450	-13,78		
		2,00	0,65		1,450	-1,89		
					2'011,71			
					-319,04			
					1'692,67	118,63	202'801,44	
3 26.5.ZN8.03	Rinforzo di murature mediante collegamento di incroci murari e/o consolidamento strutturale di pilastri, con tecnica dell'intonaco armato, composto da angolari in G.F.R.P. (Glass F ... uso quanto altro occorre per dare il lavoro finito secondo le regole dell'arte. Applicazione su metro lineare di angolo. Cat 1 - Opere strutturali rinforzo							
	A RIPORTARE							202'301,44

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI		
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE	
	RIPORTO							202'301,44	
	Piano interrato angoli interni ed esterni *(H/peso=2,38+0,35) Piano terra angoli interni ed esterni *(H/peso=2,86+0,35) pilastri laterali *(par.ug.=4*2) cavedio intreno *(H/peso=2,86+0,35) Piano primo angoli interni ed esterni *(H/peso=3,26+0,35) cavedio interno *(H/peso=3,26+0,35) Piano secondo angoli interni ed esterni *(H/peso=2,66+0,35) cavedio interno *(H/peso=2,66+0,35) Piano terzo *(lung.=6,46+0,3+2+15,06+6,63+11,15+2,22*2+5,73+11,05+ 6,53+0,35*2+15,12+6,50+9,82+0,55*2+8,36+9,75) angoli interni ed esterni *(H/peso=2,38+0,35) cavedio interno	4,00 20,00 8,00 4,00 20,00 4,00 20,00 4,00 20,00 4,00 20,00 4,00			2,730 3,210 2,860 3,210 3,610 3,610 3,010 3,010 2,680 2,730 2,680	10,92 64,20 22,88 12,84 72,20 14,44 60,20 12,04 323,48 54,60 10,72			
	SOMMANO m					658,52		31,91	21'013,37
4 NP A01093	Pulizia di superfici murarie nude senza intonaco per la rimozione di efflorescenze, di parti friabili o sabbiose, con eventuale scarnitura dei corsi di malta marci, eseguita a mano con spazzola Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Si ipotizza effettiva scarnitura sul 80% dell'intera superficie Vedi voce n° 1 [m ² 1 692.67] *(par.ug.=1692,67*(0,80))	1354,14				1'354,14			
	SOMMANO mq					1'354,14		4,89	6'621,74
5 C.04.20.0010 .010	PERFORAZIONI PER PRECONSOLIDAMENTI Perforazione di muratura in pietra di qualsiasi natura e consistenza, per preconsolidamenti, eseguita a qualsiasi altezza, con ogni cautela media ... ,e quant'altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. perforazione ad acqua di diametro da 31 mm a 60 mm Cat 1 - Opere strutturali rinforzo Perforazioni per inserimento diatoni M16 - d. 50 mm 2/mq Piano interrato *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22)*(H/peso=2,38+0,35) a detrarre vani *(par.ug.=2*23) Piano terra pareti esterne *(lung.=6,46+0,33+15,06+0,33+6,63+11,15+2,22+5,73+2,22+11,05+6,53+15,12+2*0,35+6,50+10,92+0,55+11,19+0,55)*(H/peso=2,86+0,35) a detrarre vani *(par.ug.=2*14) (par.ug.=2*3) (par.ug.=2*5) (par.ug.=2*2) pilastri laterali *(par.ug.=2*4*2) cavedio interno *(par.ug.=2*2)*(lung.=5,40+5,97)*(H/peso=2,86+0,35) a detrarre vani *(par.ug.=2*3) (par.ug.=2*2) Piano primo pareti esterne *(lung.=6,46+0,33*2+15,06+6,63+11,15+2,22*2+5,73+11,05+6,53+0,35*2+15,12+6,50+9,82+0,55*2+8,36+9,752)*(H/peso=3,26+0,35) a detrarre vani *(par.ug.=2*18) (par.ug.=2*13) cavedio interno *(par.ug.=2*2)*(lung.=5,40+9,95)*(H/peso=3,26+0,35) a detrarre vani *(par.ug.=2*10) Piano secondo pareti esterne *(lung.=6,46+0,33*2+15,06+6,63+11,15+2,22*2+5,73+11,05+6,53+0,35*2+15,12+6,50+9,82+0,55*2+8,36+9,752)*(H/peso=2,66+0,35) a detrarre vani *(par.ug.=2*23) (par.ug.=2*8) cavedio interno *(par.ug.=2*2)*(lung.=5,40+9,95)*(H/peso=2,66+0,35) a detrarre vani *(par.ug.=2*9) (par.ug.=2*2) Piano terzo *(lung.=6,46+0,3+2+15,06+6,63+11,15+2,22*2+5,73+11,05+6,53+0,35*2+15,12+6,50+9,82+0,55*2+8,36+9,75) a detrarre vani *(par.ug.=2*23)	2,00 46,00 2,00 28,00 6,00 10,00 2,00 4,00 2,00 16,00 4,00 6,00 4,00 2,00 36,00 26,00 4,00 20,00 2,00 46,00 16,00 4,00 18,00 4,00 2,00 46,00	58,32 0,95 113,24 0,95 1,05 1,80 2,85 1,05 3,23 0,82 11,37 0,95 0,95 119,06 0,95 0,95 15,35 0,95 119,06 0,95 15,35 0,65 120,70 0,95	0,800 0,800 0,800 0,800 0,800 0,800 0,800 0,800 0,600 0,400 0,400 0,400 0,800 0,600 0,600 0,400 0,400 0,700 0,700 0,700 0,450 0,450 0,350	2,730 1,350 3,210 1,650 2,200 2,200 2,200 2,200 2,860 3,210 1,650 2,200 3,610 1,650 2,200 3,610 1,650 3,010 1,650 2,200 3,010 1,650 2,680 1,650	254,74 -47,20 581,60 -35,11 -11,09 -31,68 -10,03 -7,39 -8,53 22,51 58,40 -3,76 -3,34 515,77 -33,86 -32,60 88,66 -12,54 501,72 -50,47 -23,41 83,17 -12,70 -1,93 226,43 -25,24			
	A RIPORTARE					1'982,12			229'936,55

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO							539'806,79
	Cat 1 - Opere strutturali rinforzo							
	Piastre in acciaio d. 15 cm sp. 3 mm - 3.14*0.15*0.15/4*0.003*7850 - 2/mq							
	Piano interrato *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22)*(larg.=2*0,40)*(H/peso=2,38+0,35)		58,32	0,800	2,730	127,37		
	a detrarre vani *(larg.=2*0,40)	23,00	0,95	0,800	1,350	-23,60		
	Piano terra							
	pareti esterne *(lung.=6,46+0,33+15,06+0,33+6,63+11,15+2,22+5,73+2,22+11,05+6,53+15,12+2*0,35+6,50+10,92+0,55+11,19+0,55)*(larg.=2*0,40)*(H/peso=2,86+0,35)		113,24	0,800	3,210	290,80		
	a detrarre vani *(larg.=2*0,40)	14,00	0,95	0,800	1,650	-17,56		
	(larg.=2*0,40)	3,00	1,05	0,800	2,200	-5,54		
	(larg.=2*0,40)	5,00	1,80	0,800	2,200	-15,84		
	(larg.=2*0,40)		2,85	0,800	2,200	-5,02		
	(larg.=2*0,40)	2,00	1,05	0,800	2,200	-3,70		
	(larg.=2*0,40)		3,23	0,800	1,650	-4,26		
	pilastrini laterali *(par.ug.=4*2)*(larg.=2*0,40)	8,00	0,82	0,800	2,860	15,01		
	cavedio intreno *(lung.=5,40+5,97)*(larg.=2*0,40)*(H/peso=2,86+0,35)	2,00	11,37	0,800	3,210	58,40		
	a detrarre vani *(larg.=2*0,40)	3,00	0,95	0,800	1,650	-3,76		
	(larg.=2*0,40)	2,00	0,95	0,800	2,200	-3,34		
	Piano primo							
	pareti esterne *(lung.=6,46+0,33*2+15,06+6,63+11,15+2,22*2+5,73+11,05+6,53+0,35*2+15,12+6,50+9,82+0,55*2+8,36+9,752)*(larg.=2*0,40)*(H/peso=3,26+0,35)		119,06	0,800	3,610	343,85		
	a detrarre vani *(larg.=2*0,40)	18,00	0,95	0,800	1,650	-22,57		
	(larg.=2*0,40)	13,00	0,95	0,800	2,200	-21,74		
	cavedio interno *(lung.=5,40+9,95)*(larg.=2*0,40)*(H/peso=3,26+0,35)	2,00	15,35	0,800	3,610	88,66		
	a detrarre vani *(larg.=2*0,40)	10,00	0,95	0,800	1,650	-12,54		
	Piano secondo							
	pareti esterne *(lung.=6,46+0,33*2+15,06+6,63+11,15+2,22*2+5,73+11,05+6,53+0,35*2+15,12+6,50+9,82+0,55*2+8,36+9,752)*(larg.=2*0,40)*(H/peso=2,66+0,35)		119,06	0,800	3,010	286,70		
	a detrarre vani *(larg.=2*0,40)	23,00	0,95	0,800	1,650	-28,84		
	(larg.=2*0,40)	8,00	0,95	0,800	2,200	-13,38		
	cavedio interno *(lung.=5,40+9,95)*(larg.=2*0,40)*(H/peso=2,66+0,35)	2,00	15,35	0,800	3,010	73,93		
	a detrarre vani *(larg.=2*0,40)	9,00	0,95	0,800	1,650	-11,29		
	(larg.=2*0,40)	2,00	0,65	0,800	1,650	-1,72		
	Piano terzo *(lung.=6,46+0,3+2+15,06+6,63+11,15+2,22*2+5,73+11,05+6,53+0,35*2+15,12+6,50+9,82+0,55*2+8,36+9,75)*(larg.=2*0,40)		120,70	0,800	2,680	258,78		
	a detrarre vani *(larg.=2*0,40)	23,00	0,95	0,800	1,650	-28,84		
	(larg.=2*0,40)	9,00	0,95	0,800	2,200	-15,05		
	cavedio interno *(lung.=5,40+9,95)*(larg.=2*0,40)	2,00	15,35	0,800	2,680	65,82		
	a detrarre vani *(larg.=2*0,40)	10,00	0,95	0,800	1,450	-11,02		
	(larg.=2*0,40)	2,00	0,65	0,800	1,450	-1,51		
	Sommano positivi kg					1'609,32		
	Sommano negativi kg					-251,12		
	SOMMANO kg					1'358,20	10,51	14'274,68
8 NP A05026.c	Iniezioni, in perfori armati e non, di miscela di leganti idraulici speciali espansivi a base di cemento con le seguenti caratteristiche: fluidità cono Marsh 0'<25 sec - 30'<25 sec ... ne avvenuta. È inoltre compreso quanto altro occorre per dare il lavoro finito: per perfori oltre i mm 45 e fino a mm 65							
	Cat 1 - Opere strutturali rinforzo							
	Inghisaggio diatoni in acciaio con malta tissotropica							
	Vedi voce n° 4 [m 2 015.58]					2'015,58		
	SOMMANO m					2'015,58	26,06	52'526,01
9 A.02.02.0010 .010	TRASPORTO MATERIALI INERTI, ROCCIOSI O DEMOLIZIONI OLTRE km 10 Compenso per il trasporto dei materiali inerti, rocciosi o da demolizioni, non ritenuti idonei al loro riutilizzo dal ... distanza stradale eccedente i km 10 (da considerare la sola andata), valutato per ogni km o frazione. materiali inerti.							
	Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture							
	Trasporto a rifiuto materiali da demolizione intonaco							
	Vedi voce n° 1 [m² 1 692.67] *(par.ug.=1692,67*(20,00))	33853,40			0,030	1'015,60		
	SOMMANO m³/km					1'015,60	0,28	284,37
	A RIPORTARE							606'891,85

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO							606'891,85
10 A.04.05.0005 .005	IMP. SMALTIMENTO MATERIALI INERTI NON RECUPERABILI (non conformi limite All.5 tab.1/B. D.Lgs. 152/06-p.IV) Smaltimento di materiali inerti non recuperabili (rifiuto) e/o classifica ... di rintracciabilità ed accettate dalla Direzione Lavori. · smaltimento inerti non recuperabili in discarica autorizzata Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Oneri discarica intonaco demolito Vedi voce n° 1 [m² 1 692.67] *(H/peso=0,03*1,65) Oneri discarica intonaco demolito	1692,67			0,050	84,63		
	SOMMANO t					84,63	36,95	3'127,08
11 B.02.15.0018 .005	SCAVO PARZIALMENTE A MANO Scavo puntuale a pareti verticali all'interno di fabbricati esistenti eseguito parzialmente a mano e parzialmente con piccole macchine operatrici, in terr ... i nell'ambito del cantiere del materiale di risulta e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Cat 2 - Opere di fondazione Scavo eseguito dall'interno per collegare muratura alla fondazione piano interrato - perimetro zona di intervento *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22)		58,32	0,300	0,400	7,00		
	SOMMANO m³					7,00	58,92	412,44
12 C.04.20.0010 .005	PERFORAZIONI PER PRECONSOLIDAMENTI Perforazione di muratura in pietra di qualsiasi natura e consistenza, per preconsolidamenti, eseguita a qualsiasi altezza, con ogni cautela media ... D.L.,e quant'altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. perforazione ad acqua di diametro fino a 30 mm Cat 2 - Opere di fondazione Perforazioni eseguite dall'interno per collegare muratura alla fondazione tre fori per ml lunghezza 300 mm in fondazione + 400 mm nella muratura piano interrato - perimetro zona di intervento *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22)	3,00	58,32		0,700	122,47		
	SOMMANO m					122,47	135,50	16'594,69
13 NP A05017	Barre di acciaio inossidabile nervato, AISI 304 o AISI 316, con carichi di snervamento e rottura a trazione pari rispettivamente a 44 kg/mm² e 55 kg/mm², per esecuzione di cuciture ... e con fluido cementizio, da pagarsi a parte, compreso lo sfrido ed il taglio a misura per qualsiasi diametro delle barre Cat 2 - Opere di fondazione Barre INOX AISI 316 d. 8 mm per collegare muratura alla fondazione barre lunghezza 700 mm complessivi - 3 /ml piano interrato - perimetro zona di intervento *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22)	3,00	58,32	0,700	0,395	48,38		
	SOMMANO kg					48,38	8,38	405,42
14 NPA05021.a	Inghisaggio di barre di acciaio (queste ultime compensate a parte) in perfori predisposti, mediante malta epossidica bicomponente a consistenza tissotropica o colabile, conforme ai ... izia del foro con aria compressa, la pulitura del materiale in eccesso, ogni materiale occorrente: per fori fino a 20 mm Cat 2 - Opere di fondazione inghisaggio barre INOX AISI 316 d. 8 mm per collegare muratura alla fondazione barre lunghezza 700 mm complessivi - 3 /ml piano interrato - perimetro zona di intervento *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22)	3,00	58,32		0,700	122,47		
	SOMMANO m					122,47	34,50	4'225,22
15 B.02.15.0035 .005	REINTERRO COMUNE Reinterro comune di scavi di qualsiasi tipo eseguito con materiale precedentemente scavato, proveniente esclusivamente da deposito temporaneo in cantiere e giudica ... ntazioni, lo							
	A RIPORTARE							631'656,70

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO							631'656,70
	stendimento meccanico, il costipamento e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Cat 2 - Opere di fondazione Vedi voce n° 11 [m³ 7,00]					7,00		
	SOMMANO m³					7,00	7,42	51,94
16 B.02.10.0080 .010	DEMOLIZIONE DI CONTROSOFFITTI Demolizione parziale o totale di controsoffitti di qualsiasi tipo. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per l'abbassamento, lo sgom ... 4) e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. pannelli fibra minerale, gesso e gesso rivestito Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Rimozione controsoffitti per inserimento tiranti da fissare alle travi del solaio Piano interrato *(lung.=28,61+5,50)		34,11 9,02	1,200 1,200		40,93 10,82		
	Piano terra - pareti esterne - sp medio 0.80 ml *(lung.=15,06+11,15+15,12+10,92+11,19)		63,44	1,200		76,13		
	Piano terra - pareti cavedio - sp medio 0.65 ml *(lung.=2*(5,97+5,40))		22,74	1,200		27,29		
	Piano primo - pareti esterne - sp medio 0.70 ml *(lung.=15,06+11,15+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)		80,31	1,200		96,37		
	Piano primo - pareti cavedio - sp medio 0.50 ml *(lung.=2*(9,95+5,40))		30,70	1,200		36,84		
	Piano secondo - pareti perimetrali - sp medio 0.55 ml *(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)		84,75	1,200		101,70		
	Piano secondo - pareti cavedio - sp medio 0.50 ml *(lung.=2*(9,95+5,40))		30,70	1,200		36,84		
	Piano terzo - pareti perimetrali - sp medio 0.40 ml *(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)		84,75	1,200		101,70		
	Piano terzo - pareti cavedio - sp medio 0.50 ml *(lung.=2*(9,95+5,40))		30,70	1,200		36,84		
	SOMMANO m²					565,46	12,72	7'192,65
17 C.04.20.0010 .005	PERFORAZIONI PER PRECONSOLIDAMENTI Perforazione di muratura in pietra di qualsiasi natura e consistenza, per preconsolidamenti, eseguita a qualsiasi altezza, con ogni cautela media ... D.L.,e quant'altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. perforazione ad acqua di diametro fino a 30 mm Cat 3 - Rinforzo solai Perforazione muratura per inserimento tiranti da fissare alle travi del solaio Piano interrato *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=28,61+5,50) (par.ug.=1/2,70)	0,37 0,37	34,11 9,02	0,600 0,950		7,57 3,17		
	Piano terra - pareti esterne - sp medio 0.80 ml *(par.ug.=1/2,70)* (lung.=15,06+11,15+15,12+10,92+11,19)		0,37	63,44	0,800		18,78	
	Piano terra - pareti cavedio - sp medio 0.65 ml *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=2*(5,97+5,40))		0,37	22,74	0,650		5,47	
	Piano primo - pareti esterne - sp medio 0.70 ml *(par.ug.=1/2,70)* (lung.=15,06+11,15+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)		0,37	80,31	0,700		20,80	
	Piano primo - pareti cavedio - sp medio 0.50 ml *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=2*(9,95+5,40))		0,37	30,70	0,500		5,68	
	Piano secondo - pareti perimetrali - sp medio 0.55 ml *(par.ug.=1/2,70)* (lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)		0,37	84,75	0,550		17,25	
	Piano secondo - pareti cavedio - sp medio 0.50 ml *(par.ug.=1/2,70)* (lung.=2*(9,95+5,40))		0,37	30,70	0,500		5,68	
	Piano terzo - pareti perimetrali - sp medio 0.40 ml *(par.ug.=1/2,70)* (lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)		0,37	84,75	0,400		12,54	
	Piano terzo - pareti cavedio - sp medio 0.50 ml *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=2*(9,95+5,40))		0,37	30,70	0,500		5,68	
	SOMMANO m					102,62	135,50	13'905,01
18 26.2.HH2.01	Fornitura e posa in opera di tiranti aventi le caratteristiche indicate nei disegni di progetto, costituiti da tondini in ferro completi di filettatura alle estremità, piastre di a ... ipresa degli intonaci, due mani di colore antiruggine sulle parti metalliche rimaste in vista, tagli, sfridi, saldature. Cat 3 - Rinforzo solai tiranti ed elementi accessori da fissare alle travi del solaio d. 16 mm Piano interrato *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=28,61+5,50)*(larg.=0,60+0,10+0,20) (par.ug.=1/2,70)*(larg.=0,95+0,10+0,20) piatti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=28,61+5,50)*(H/peso=0,07*0,8*0,01*7850) (par.ug.=1/2,70)*(H/peso=0,07*0,8*0,01*7850)	0,37 0,37 0,37 0,37	34,11 9,02 34,11 9,02	0,900 1,250	1,578 1,578 4,396 4,396	17,92 6,58 55,48 14,67		
	A RIPORTARE					94,65		652'806,30

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO					94,65		652'806,30
	paletti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=28,61+5,50)*(H/peso=0,05*0,6*0,015*7850) (par.ug.=1/2,70)*(H/peso=0,05*0,6*0,015*7850)	0,37 0,37	34,11 9,02		3,533 3,533	44,59 11,79		
	Piano terra *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+15,12+10,92+11,19)* (larg.=0,800+0,10+0,20)	0,37 0,37	63,44 22,74	1,100 0,950	1,578 1,578	40,74 12,61		
	Piatti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+15,12+10,92+11,19)*(H/ peso=0,07*0,80*0,01*7850)	0,37 0,37	63,44 22,74		4,396 4,396	103,19 36,99		
	Paletti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+15,12+10,92+11,19)*(H/ peso=0,05*0,60*0,015*7850)	0,37 0,37	63,44 22,74		3,533 3,533	82,93 29,73		
	Piano Primo *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+11,05+15,12+9,82+ 8,36+9,75)*(larg.=0,70+0,10+0,20)	0,37 0,37	80,31 30,70	1,000 0,800	1,578 1,578	46,89 14,34		
	Piatti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+11,05+15,12+9,82+8,36+ 9,75)*(H/peso=0,07*0,8*0,01*7850)	0,37	80,31		4,396	130,63		
	000 *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=2*(9,95+5,40))*(H/peso=0,07*0,80*0,01* 7850)	0,37	30,70		4,396	49,93		
	Paletti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+11,05+15,12+9,82+8,36+ 9,75)*(H/peso=0,05*0,60*0,015*7850)	0,37 0,37	80,31 30,70		3,533 3,533	104,98 40,13		
	Piano secondo *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+ 15,12+9,82+8,36+9,75)*(larg.=0,55+0,10+0,20)	0,37 0,37	84,75 30,70	0,850 0,800	1,578 1,578	42,06 14,34		
	Piatti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+ 8,36+9,75)*(H/peso=0,07*0,80*0,01*7850)	0,37 0,37	84,75 30,70		4,396 4,396	137,85 49,93		
	Paletti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+ 8,36+9,75)*(H/peso=0,05*0,60*0,015*7850)	0,37 0,37	84,75 30,70		3,533 3,533	110,79 40,13		
	Piano terzo *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+ 9,82+8,36+9,75)*(larg.=0,400+0,10+0,20)	0,37 0,37	84,75 30,70	0,700 0,800	1,578 1,578	34,64 14,34		
	Piatti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+ 8,36+9,75)*(H/peso=0,07*0,80*0,01*7850)	0,37 0,37	84,75 30,70		4,396 4,396	137,85 49,93		
	Paletti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+ 8,36+9,75)*(H/peso=0,05*0,60*0,015*7850)	0,37 0,37	84,75 30,70		3,533 3,533	110,79 40,13		
	SOMMANO kg					1'626,90	10,51	17'098,72
19 NPA05021.a	Inghisaggio di barre di acciaio (queste ultime compensate a parte) in perfori predisposti, mediante malta epossidica bicomponente a consistenza tissotropica o colabile, conforme ai ... izia del foro con aria compressa, la pulitura del materiale in eccesso, ogni materiale occorrente: per fori fino a 20 mm Cat 3 - Rinforzo solai Vedi voce n° 17 [m 102,62]					102,62		
	SOMMANO m					102,62	34,50	3'540,39
20 C.04.20.0010 .005	PERFORAZIONI PER PRECONSOLIDAMENTI Perforazione di muratura in pietra di qualsiasi natura e consistenza, per preconsolidamenti, eseguita a qualsiasi altezza, con ogni cautela media ... D.L.,e quant'altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. perforazione ad acqua di diametro fino a 30 mm Cat 4 - Chiodature cantonali Cuciture armate per pareti ortogonali - è previsto l'impiego di barre d. 16 mm prof 50 cm - due a livello di solaio ed una ogni metro lineare di altezza piano interrato *(par.ug.=2*6) h 2.38 *(par.ug.=3*6) piano terra *(par.ug.=2*13) h 2.86 *(par.ug.=3*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4) piano primo *(par.ug.=2*13)	12,00 18,00 26,00 39,00 20,00 26,00	0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50			6,00 9,00 13,00 19,50 10,00 13,00		
	A RIPORTARE					70,50		673'445,41

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO					70,50		673'445,41
	h 3.26 *(par.ug.=4*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4) piano secondo *(par.ug.=2*13) h 2.66 *(par.ug.=3*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4) piano terzo *(par.ug.=2*13) h 2.68 *(par.ug.=3*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4)	52,00 20,00 26,00 39,00 20,00 26,00 39,00 20,00	0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50			26,00 10,00 13,00 19,50 10,00 13,00 19,50 10,00		
	SOMMANO m					191,50	135,50	25'948,25
21 NP A05017	Barre di acciaio inossidabile nervato, AISI 304 o AISI 316, con carichi di snervamento e rottura a trazione pari rispettivamente a 44 kg/mm ² e 55 kg/mm ² , per esecuzione di cuciture ... e con fluido cementizio, da pagarsi a parte, compreso lo sfrido ed il taglio a misura per qualsiasi diametro delle barre Cat 4 - Chiodature cantonali Cuciture armate per pareti ortogonali - è previsto l'impiego di barre d. 16 mm prof 50 cm - due a livello di solaio ed una ogni metro lineare di altezza							
	piano interrato *(par.ug.=2*6) h 2.38 *(par.ug.=3*6) piano terra *(par.ug.=2*13) h 2.86 *(par.ug.=3*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4) piano primo *(par.ug.=2*13) h 3.26 *(par.ug.=4*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4) piano secondo *(par.ug.=2*13) h 2.66 *(par.ug.=3*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4) piano terzo *(par.ug.=2*13) h 2.68 *(par.ug.=3*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4)	12,00 18,00 26,00 39,00 20,00 26,00 52,00 20,00 26,00 39,00 20,00 26,00 39,00 20,00 26,00 39,00 20,00	0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50 0,50		1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578 1,578	9,47 14,20 20,51 30,77 15,78 20,51 41,03 15,78 20,51 30,77 15,78 20,51 30,77 15,78 20,51 30,77 15,78		
	SOMMANO kg					302,17	8,38	2'532,18
22 NP A05026.c	Iniezioni, in perfori armati e non, di miscela di leganti idraulici speciali espansivi a base di cemento con le seguenti caratteristiche: fluidità cono Marsh 0'<25 sec - 30'<25 sec ... ne avvenuta. È inoltre compreso quanto altro occorre per dare il lavoro finito: per perfori oltre i mm 45 e fino a mm 65 Cat 4 - Chiodature cantonali inghisaggio barre per cuciture armate Vedi voce n° 20 [m 191,50]							
	SOMMANO m					191,50	26,06	4'990,49
23 B.15.10.0005 .005	INTONACO CIVILE PER ESTERNI Fornitura e posa in opera di intonaco civile per esterni confezionato in cantiere conforme alla norma UNI EN 998-1, dato a qualunque altezza su pareti v ... 7.01.07, 17.09.04), il rispetto della marcatura CE, e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture rifacimento intonaco Vedi voce n° 2 [m ² 1'692,67]							
	SOMMANO m ²					1'692,67	21,06	35'647,63
24 B.33.25.0040 .005	IDROPITTURA MINERALE AI SILICATI Tinteggiatura nei colori pastello chiari di pareti e soffitti esterni, mediante applicazione con rullo e/o pennello di due mani, opportunamente dil ... rispetto della marcatura CE, e quanto altro necessario per dare il lavoro finito secondo le migliori tecniche correnti. Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Tinteggiatura su nuovo intonaco Vedi voce n° 23 [m ² 1'692,67]							
	SOMMANO m ²					1'692,67	7,76	13'135,12
	A RIPORTARE							755'699,08

COMPUTO METRICO

OGGETTO: Reluis 2019-2021- Grande Albergo Terme - Oggetto di studio - Interventi di rapida esecuzione a basso impatto integrati - Oneri della sicurezza

COMMITTENTE: Reluis - Protezione Civile

Data, 26/10/2021

IL TECNICO

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO							
	<u>LAVORI A MISURA</u>							
1 S.10.10.0015 .005	Formazione di recinzione mobile di cantiere in ambienti all'aperto di altezza minima, misurata dal piano di calpestio, pari a 200 cm, idonea a delimitare l'area di cantiere ed ad i ... e NTC 2008 di cui al D.M. 14.01.2008. SarÀ misurato lo sviluppo in metri della recinzione. per il primo mese o frazione					200,00		
	SOMMANO m					200,00	6,42	1'284,00
2 S.10.10.0015 .010	Formazione di recinzione mobile di cantiere in ambienti all'aperto di altezza minima, misurata dal piano di calpestio, pari a 200 cm, idonea a delimitare l'area di cantiere ed ad i ... 008 di cui al D.M. 14.01.2008. SarÀ misurato lo sviluppo in metri della recinzione. per ogni mese successivo o frazione Vedi voce n° 1 [m 200,00]	7,00				1'400,00		
	SOMMANO m					1'400,00	0,70	980,00
3 S.10.10.0060 .005	Formazione di accesso carrabile a due battenti di luce netta di circa 650 cm per recinzione mobile di cantiere in ambienti all'aperto di altezza minima, misurata dal piano di calpe ... atici degli apprestamenti secondo quanto previsto dalle NTC 2008 di cui al D.M. 14.01.2008. per il primo mese o frazione					2,00		
	SOMMANO cad.					2,00	76,33	152,66
4 S.10.10.0060 .010	Formazione di accesso carrabile a due battenti di luce netta di circa 650 cm per recinzione mobile di cantiere in ambienti all'aperto di altezza minima, misurata dal piano di calpe ... egli apprestamenti secondo quanto previsto dalle NTC 2008 di cui al D.M. 14.01.2008. per ogni mese successivo o frazione (par.ug.=2*7)	14,00				14,00		
	SOMMANO cad.					14,00	4,46	62,44
5 S.25.10.0003 .040	PONTEGGIO IN PIANO CON IMPALCATO IN ALTO Formazione, su piano orizzontale, di ponteggio tubolare metallico fisso autorizzato, costituito prevalentemente da telai prefabbricati o mo ... isurata dal piano di imposta delle basette all'ultimo impalcato praticabile del ponteggio stesso. in opera per otto mesi							
	Prospetto sud		19,55		12,700	248,29		
			8,60		9,540	82,04		
	Prospetto est *(lung.=10,10+11,05) (lung.=1,00+5,73+1,00)		21,15		16,190	342,42		
			7,73		9,540	73,74		
	Prospetto nord *(lung.=6,50+6,53)		13,03		12,520	163,14		
	Zona rialzata		15,92		15,090	240,23		
	Prospetto ovest *(lung.=2*9,80)		19,60		9,540	186,98		
			10,40		9,700	100,88		
	Zona rialzata - h med		10,40		4,200	43,68		
			15,92		2,900	46,17		
	Cavedio interno *(lung.=2*(9,95+5,40))		30,70		12,500	383,75		
	SOMMANO m²					1'911,32	13,11	25'057,41
6 S.25.10.0015 .020	Formazione, in sommità ai ponteggi, di parapetto aggiuntivo di altezza fino a circa 200 cm, costituito da terminale prefabbricato realizzato con doppio tubo montante, eseguiti in ... o dell'ultimo impalcato praticabile al bordo superiore dell'ultimo corrente del parapetto stesso. in opera per otto mesi							
	Prospetto sud		19,55			19,55		
			8,60			8,60		
	Prospetto est *(lung.=10,10+11,05) (lung.=1,00+5,73+1,00)		21,15			21,15		
			7,73			7,73		
	Prospetto nord *(lung.=6,50+6,53)		13,03			13,03		
	Zona rialzata		15,92			15,92		
	Prospetto ovest *(lung.=2*9,80)		19,60			19,60		
			10,40			10,40		
	A RIPORTARE					115,98		27'536,51

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO					115,98		27'536,51
	Zona rialzata - h med		10,40			10,40		
	Cavedio interno *(lung.=2*(9,95+5,40))		15,92			15,92		
			30,70			30,70		
	SOMMANO mq					173,00	6,87	1'188,51
7 S.40.10.0110 .010	Nolo, per tutta la durata del cantiere, di cartelli segnaletici di sicurezza, di avvertimento, prescrizione, divieto, antincendio e salvataggio, in lamiera di alluminio dello spess ... er tutta la durata del cantiere. segnaletica di divieto con pittogramma nero su fondo bianco e bordo rosso Â lato 35 cm					15,00		
	SOMMANO cad.					15,00	9,33	139,95
8 NP.99.2.QZ1 .09.C	QUADRO ELETTRICO DI DISTRIBUZIONE DA CANTIERE - Quadro compreso di n. 2 prese 2P+T da 16 A, n. 1 presa 3P+T da 16 A, n. 1 presa 3P+N+T da 16 A e n.1 presa 3P+T da 32 A complete di interruttori magnetotermici e interruttore generale magnetotermico differenziale 4P.63A-0,03 A					2,00		
	SOMMANO cad/mese					2,00	46,46	92,92
9 S.50.10.0005 .010	Fornitura e posa in opera di impianto di dispersione intenzionale a terra, realizzato in conformit� alla Guida CEI 64�17 e s.v., secondo criteri definiti in fase di progetto dell ... il lavoro finito a regola d'arte. dispersore artificiale intenzionale, 1 puntazza, 1 pozzetto, 5,00 m di tondino � 8 mm					10,00		
	SOMMANO cad.					10,00	69,38	693,80
10 S.40.20.0020 .005	Fornitura di valigetta in polipropilene antiurto con attacco a parete o per automezzo e contenente pacchetto di medicazione con la dotazione minima indicata nell'allegato 1 del D.M. 15 luglio 2003, n. 388 recante disposizioni sul pronto soccorso aziendale. cassetta completa per pronto soccorso					1,00		
	SOMMANO cad.					1,00	27,13	27,13
11 S.20.10.0180 .005	Nolo, su piano opportunamente predisposto per tutta la durata del cantiere, di spogliatoio prefabbricato delle dimensioni esterne di circa 610x240x240 cm costituito da struttura po ... osizione del piano di posa e l'arredo dello spogliatoio che saranno valutati separatamente. per il primo mese o frazione					2,00		
	SOMMANO cad.					2,00	352,10	704,20
12 S.20.10.0180 .010	Nolo, su piano opportunamente predisposto per tutta la durata del cantiere, di spogliatoio prefabbricato delle dimensioni esterne di circa 610x240x240 cm costituito da struttura po ... e del piano di posa e l'arredo dello spogliatoio che saranno valutati separatamente. per ogni mese successivo o frazione					7,00		
	SOMMANO cad.					7,00	276,80	1'937,60
13 S.20.10.0005	Nolo, su piano opportunamente predisposto per tutta la durata del cantiere, di servizio igienico chimico prefabbricato autopulente delle dimensioni esterne di circa 115x115x240 cm ... ere. E' esclusa la sola predisposizione del piano di posa che sar� valutata separatamente. per il primo mese o frazione					2,00		
	SOMMANO cadauno					2,00	214,20	428,40
	A RIPORTARE							32'749,02

COMPUTO METRICO

OGGETTO: CASO STUDIO: "GRANDE ALBERGO TERME DI COMANO
Soluzione 2

COMMITTENTE: ReLUIS 2020 – WP5

Data, 26/10/2021

IL TECNICO

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO							
	LAVORI A MISURA							
1 NP02	Fornitura e posa in opera di teli protettivi da posizionare alle finestre ed alle porte finestre al fine di garantirne la conservazione e la integrità dalle successive lavorazioni ... eventuale integrazione e/o sostituzione in caso di danneggiamento al materiale protettivo che ne comprometta la tenuta. Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Protezione finestre e vani porta da successive lavorazioni - poste su un solo lato					1,00		
	SOMMANO a corpo					1,00	5'000,00	5'000,00
2 B.02.10.0025 .010	DEMOLIZIONE DI SERRAMENTI Demolizione di serramenti sia interni che esterni di ogni genere, forma e dimensione. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per la rimoz ... altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. serramenti interni in legno (codici CER 17.02.01, 17.02.02) Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Piano interrato					6,00		
	SOMMANO cad.					6,00	29,26	175,56
3 B.02.10.0060 .005	DEMOLIZIONE DI TAVOLATI IN LATERIZIO Demolizione parziale o totale di tavolati in laterizio od assimilabili dello spessore complessivo uguale od inferiore a 20 cm, compresi gli int ... per lo smaltimento (codici CER 17.01.07, 17.09.04) e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Piano interrato	10,00 5,00	3,15 3,43 11,65 5,20			74,97 40,82 27,73 12,38		
	SOMMANO m²					155,90	12,22	1'905,10
4 26.5.ZN8.02. B	Rinforzo di murature di qualsiasi genere, su due facce, mediante tecnica dell'intonaco armato composto da rete, connettori, fazzoletti in composito fibrorinforzato G.F.R.P. e ancor ... incroci murari tramite l'applicazione di elemento angolare preformato. Su due lati - per spessore del muro da 25 a 60 cm Cat 1 - Opere strutturali rinforzo Piano interrato pareti perimetrali *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22)*(H/peso=2,38+0,35) pareti interne *(lung.=3,00+4,83+15,08+1,86+3,58+1,88+0,83+2,86+2,08+1,50+1,67+3,56+6,50+5,42+6,11+2,88+1,52+5,10+2,76+3,25+2,95+3,55+2,30)*(H/peso=2,38+0,35) a detrarre vani Piano terra pareti esterne *(lung.=6,46+15,06+6,63+11,15+7,42*2+4,43+11,05+6,53+15,12+6,50+10,92+11,19+3,18*2)*(H/peso=2,86+0,35) a detrarre vani pilastri laterali *(par.ug.=2*2) pareti interne *(lung.=9,69+9,77+18,93+5,22+5,17+5,05+5,40*2+3,08+6,15+3,73+3,20+11,22+10,20+3,20+11,19+2,56*3)*(H/peso=2,86+0,35) a detrarre vani		58,32			159,21		
			85,07			232,24		
		23,00	0,95			1,350	-29,50	
		2,00	0,82			2,200	-3,61	
		8,00	0,92			2,200	-16,19	
		2,00	1,88			2,200	-8,27	
		3,00	0,90			2,200	-5,94	
			1,80			2,200	-3,96	
			126,24			405,23		
		14,00	0,95			1,650	-21,95	
		3,00	1,05			2,200	-6,93	
		5,00	1,80			2,200	-19,80	
			2,85			2,200	-6,27	
		2,00	1,05			2,200	-4,62	
			3,23			1,650	-5,33	
		4,00	0,82			2,860	9,38	
			124,28			398,94		
		2,00	3,18			2,200	-13,99	
			3,50			2,200	-7,70	
	A RIPORTARE					1'050,94		7'080,66

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO					1'050,94		7'080,66
		3,00	2,60		2,200	-17,16		
		6,00	1,00		2,200	-13,20		
		3,00	0,95		1,650	-4,70		
		3,00	1,00		2,200	-6,60		
	Piano primo pareti esterne *(lung.=6,46+15,06+6,63+11,15+7,64*2+5,73+11,05+6,53+15,12+6,50+9,82+8,36+9,75)*(H/peso=3,26+0,35) a detrarre vani		127,44		3,610	460,06		
		19,00	0,95		1,650	-29,78		
		13,00	0,95		2,200	-27,17		
	pareti interne *(lung.=2*11,07+3*9,92+11,04+10,50+4,43+10,48+2*5,40+2,82+10,45+2*5,88+9,77-4,23+2*4,07)*(H/peso=3,26+0,35) a detrarre vani		137,86		3,610	497,67		
		10,00	0,95		1,650	-15,68		
			1,05		3,260	-3,42		
		2,00	1,85		2,200	-8,14		
			2,05		2,200	-4,51		
			2,25		2,200	-4,95		
		7,00	0,90		2,200	-13,86		
	Piano secondo pareti esterne *(lung.=6,46+15,06+6,63+11,15+7,64*2+5,73+11,05+6,53+15,12+6,50+9,82+8,36+9,75)*(H/peso=3,26+0,35) a detrarre vani		127,44		3,610	460,06		
		19,00	0,95		1,650	-29,78		
		13,00	0,95		2,200	-27,17		
	pareti interne *(lung.=2*11,07+2*9,92+11,05+10,50+4,43+10,48+2*5,40+2,82+10,09+9,77-4,63+2*4,07)*(H/peso=3,26+0,35) a detrarre vani		115,43		3,610	416,70		
		10,00	0,95		1,650	-15,68		
			1,05		3,260	-3,42		
		2,00	1,85		2,200	-8,14		
			2,05		2,200	-4,51		
		7,00	0,90		2,200	-13,86		
	Piano terzo pareti esterne *(lung.=6,26+15,06+6,63+11,15+7,64*2+5,73+11,05+6,53+15,12+6,50+9,82+8,36+9,75) a detrarre vani		127,24		2,680	341,00		
		23,00	0,95		1,450	-31,68		
		9,00	0,95		2,000	-17,10		
	pareti interne *(lung.=2*10,93+3*10,74+10,50+4,43+10,48+2*5,40+2,82+10,72+5,50+2*4,07) a detrarre vani		117,47		2,680	314,82		
		10,00	0,95		1,450	-13,78		
		2,00	0,65		2,000	-2,60		
		8,00	0,90		2,000	-14,40		
			2,10		2,000	-4,20		
			3,20		2,680	-8,58		
	Sommano positivi m²					3'695,31		
	Sommano negativi m²					-498,13		
	SOMMANO m²					3'197,18	233,53	746'637,45
5 26.5.ZN8.01. B	Rinforzo di murature di qualsiasi genere, su una faccia, mediante tecnica dell'intonaco armato composto da rete, connettori, fazzoletti in composito fibrorinforzato G.F.R.P. e anco ... incroci murari tramite l'applicazione di elemento angolare preformato. Su un lato - per spessore del muro da 25 a 60 cm Cat 1 - Opere strutturali rinforzo Piano interrato zoan posteriore intervento su una faccia *(lung.=1,07+1,16+1,00+0,65+2,20+1,78+2,18+0,16+4,83+0,65+2,45+1,32+2,20+4*0,90+2,27+1,48+6,30+1,30+1,25+1,15+3,90*2+2,90+4,23+6,17)*(H/peso=2,38+0,35)		60,10		2,730	164,07		
	SOMMANO m²					164,07	118,63	19'463,62
6 26.5.ZN8.03	Rinforzo di murature mediante collegamento di incroci murari e/o consolidamento strutturale di pilastri, con tecnica dell'intonaco armato, composto da angolari in G.F.R.P. (Glass F ... uso quanto altro occorre per dare il lavoro finito secondo le regole dell'arte. Applicazione su metro lineare di angolo. Cat 1 - Opere strutturali rinforzo Piano interrato angoli interni ed esterni *(par.ug.=67,00+30,00)*(H/peso=2,38+0,35) Piano terra angoli interni ed esterni *(par.ug.=22+2*4+30+26)*(H/peso=2,38+0,35) pilastri laterali *(par.ug.=4*2)	97,00			2,730	264,81		
		86,00			2,730	234,78		
		8,00			2,860	22,88		
	A RIPORTARE					522,47		773'181,73

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO					522,47		773'181,73
	Piano primo angoli interni ed esterni *(par.ug.=53+19)*(H/peso=3,26+0,35)	72,00			3,610	259,92		
	Piano secondo angoli interni ed esterni *(par.ug.=20,00+33,00+19,00)*(H/peso=2,66+0,35)	72,00			3,010	216,72		
	Piano terzo angoli interni ed esterni *(par.ug.=20,00+33,00+19,00)	72,00			2,680	192,96		
	SOMMANO m					1'192,07	31,91	38'038,95
7 C.04.20.0010 .010	PERFORAZIONI PER PRECONSOLIDAMENTI Perforazione di muratura in pietra di qualsiasi natura e consistenza, per preconsolidamenti, eseguita a qualsiasi altezza, con ogni cautela mediae quant'altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. perforazione ad acqua di diametro da 31 mm a 60 mm Cat 1 - Opere strutturali rinforzo Perforazioni per inserimento diatoni M16 - d. 50 mm 2/mqsulle sole superfici da rinforzare su un lato zoan posteriore intervento su una faccia *(lung.=1,07+1,16+1,00+0,65+2,20+1,78+2,18+0,16+4,83+0,65+2,45+1,32+2,20+4*0,90+2,27+1,48+6,30+1,30+1,25+1,15+3,90*2+2,90+4,23+6,17)*(H/peso=2,38+0,35)	2,00	60,10	0,800	2,730	262,52		
	SOMMANO m					262,52	140,50	36'884,06
8 NP A05017	Barre di acciaio inossidabile nervato, AISI 304 o AISI 316, con carichi di snervamento e rottura a trazione pari rispettivamente a 44 kg/mm ² e 55 kg/mm ² , per esecuzione di cuciture ... e con fluido cementizio, da pagarsi a parte, compreso lo sfrido ed il taglio a misura per qualsiasi diametro delle barre Cat 1 - Opere strutturali rinforzo Perforazioni per inserimento diatoni M16 - d. 50 mm 2/mqsulle sole superfici da rinforzare su un lato zoan posteriore intervento su una faccia *(lung.=1,07+1,16+1,00+0,65+2,20+1,78+2,18+0,16+4,83+0,65+2,45+1,32+2,20+4*0,90+2,27+1,48+6,30+1,30+1,25+1,15+3,90*2+2,90+4,23+6,17)*(H/peso=2,38+0,35)	2,00	60,10	0,800	2,730	262,52		
	SOMMANO kg					262,52	8,38	2'199,92
9 26.2.HH2.01	Fornitura e posa in opera di tiranti aventi le caratteristiche indicate nei disegni di progetto, costituiti da tondini in ferro completi di filettatura alle estremità, piastre di a ... ipresa degli intonaci, due mani di colore antiruggine sulle parti metalliche rimaste in vista, tagli, sfridi, saldature. Cat 1 - Opere strutturali rinforzo Piastrine in acciaio d. 15 cm sp. 3 mm - 3.14*0.15*0.15/4*0.003*7850 zoan posteriore intervento su una faccia *(lung.=1,07+1,16+1,00+0,65+2,20+1,78+2,18+0,16+4,83+0,65+2,45+1,32+2,20+4*0,90+2,27+1,48+6,30+1,30+1,25+1,15+3,90*2+2,90+4,23+6,17)*(larg.=2*0,40)*(H/peso=2,38+0,35)		60,10	0,800	2,730	131,26		
	SOMMANO kg					131,26	10,51	1'379,54
10 NP A05026.c	Iniezioni, in perfori armati e non, di miscela di leganti idraulici speciali espansivi a base di cemento con le seguenti caratteristiche: fluidità cono Marsh 0'<25 sec - 30'<25 sec ... ne avvenuta. È inoltre compreso quanto altro occorre per dare il lavoro finito: per perfori oltre i mm 45 e fino a mm 65 Cat 1 - Opere strutturali rinforzo Inghisaggio diatoni in acciaio con malta tissotropica Vedi voce n° 4 [m 262.52]					262,52		
	SOMMANO m					262,52	26,06	6'841,27
11 NP A01093	Pulizia di superfici murarie nude senza intonaco per la rimozione di efflorescenze, di parti friabili o sabbiose, con eventuale scarnitura dei corsi di malta marci, eseguita a mano con spazzola Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Si ipotizza effettiva scarnitura sul 80% dell'intera superficie Vedi voce n° 1 [m ² 3 197.18] *(par.ug.=3197,18*(2*0,80)) Vedi voce n° 2 [m ² 164.07] *(par.ug.=164,07*(0,80))	5115,49 131,26				5'115,49 131,26		
	A RIPORTARE					5'246,75		858'525,47

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO					5'246,75		858'525,47
	SOMMANO mq					5'246,75	4,89	25'656,61
12 A.02.02.0010 .010	TRASPORTO MATERIALI INERTI, ROCCIOSI O DEMOLIZIONI OLTRE km 10 Compenso per il trasporto dei materiali inerti, rocciosi o da demolizioni, non ritenuti idonei al loro riutilizzo dal ... distanza stradale eccedente i km 10 (da considerare la sola andata), valutato per ogni km o frazione. materiali inerti. Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Trasporto a rifiuto materiali da demolizione intonaco Vedi voce n° 1 [m² 3 197.18] *(par.ug.=3197,18*(2*20)) Vedi voce n° 2 [m² 164.07] *(par.ug.=164,07*(20,00))	127887,2 0 3281,40				0,030 0,030	3'836,62 98,44	
	SOMMANO m³/km					3'935,06	0,28	1'101,82
13 A.04.05.0005 .005	IMP. SMALTIMENTO MATERIALI INERTI NON RECUPERABILI (non conformi limite All.5 tab.1/B. D.Lgs. 152/06-p.IV) Smaltimento di materiali inerti non recuperabili (rifiuto) e/o classifica ... di rintracciabilità ed accettate dalla Direzione Lavori. · smaltimento inerti non recuperabili in discarica autorizzata Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Oneri discarica intonaco demolito Vedi voce n° 1 [m² 3 197.18] *(par.ug.=3197,18*(2,00))*(H/peso=0,03*1,65) Vedi voce n° 2 [m² 164.07] *(H/peso=0,03*1,65)	6394,36 164,07				0,050 0,050	319,72 8,20	
	SOMMANO t					327,92	36,95	12'116,64
14 NP A05017	Barre di acciaio inossidabile nervato, AISI 304 o AISI 316, con carichi di snervamento e rottura a trazione pari rispettivamente a 44 kg/mm² e 55 kg/mm², per esecuzione di cuciture ... e con fluido cementizio, da pagarsi a parte, compreso lo sfrido ed il taglio a misura per qualsiasi diametro delle barre Cat 2 - Opere di fondazione Barre INOX AISI 316 d. 8 mm per collegare muratura alla fondazione barre lunghezza 700 mm complessivi - 3 /ml piano interrato - perimetro zona di intervento *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22)	3,00	58,32	0,700		0,395	48,38	
	SOMMANO kg					48,38	8,38	405,42
15 B.02.15.0018 .005	SCAVO PARZIALMENTE A MANO Scavo puntuale a pareti verticali all'interno di fabbricati esistenti eseguito parzialmente a mano e parzialmente con piccole macchine operatrici, in terr ... i nell'ambito del cantiere del materiale di risulta e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Cat 2 - Opere di fondazione scavo eseguito dall'interno per collegare muratura alla fondazione piano interrato - perimetro *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22+2,02+6,17+4,23+2,96+1,42+1,50+3,50+3,90+2,90+6,30+1,50+2,20+1,32+2,45+4,83+2,20+1,78+2,20) piano interrato - pareti interne *(lung.=15,08+1,86+3,58+1,15+1,88+0,83+2,86+2,08+2*3,56+1,67+6,50+1,50+5,42+6,11+2,88+5,10+2,76+2,30+3,55+2,95+2,95+1,52)		111,70 81,65	0,300 0,300		0,400 0,400	13,40 9,80	
	SOMMANO m³					23,20	58,92	1'366,94
16 C.04.20.0010 .005	PERFORAZIONI PER PRECONSOLIDAMENTI Perforazione di muratura in pietra di qualsiasi natura e consistenza, per preconsolidamenti, eseguita a qualsiasi altezza, con ogni cautela media ... D.L.,e quant'altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. perforazione ad acqua di diametro fino a 30 mm Cat 2 - Opere di fondazione Perforazioni eseguite dall'interno per collegare muratura alla fondazione tre fori per ml lunghezza 300 mm in fondazione + 400 mm nella muratura piano interrato - perimetro *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22+2,02+6,17+4,23+2,96+1,42+1,50+3,50+3,90+2,90+6,30+1,50+2,20+1,32+2,45+							
	A RIPORTARE							899'172,90

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO							899'172,90
17 NP A05017	4,83+2,20+1,78+2,20) piano interrato - pareti interne *(lung.=15,08+1,86+3,58+1,15+1,88+0,83+ 2,86+2,08+2*3,56+1,67+6,50+1,50+5,42+6,11+2,88+5,10+2,76+2,30+ 3,55+2,95+2,95+1,52)	3,00	111,70		0,700	234,57		
		3,00	81,65		0,700	171,47		
	SOMMANO m					406,04	135,50	55'018,42
	Barre di acciaio inossidabile nervato, AISI 304 o AISI 316, con carichi di snervamento e rottura a trazione pari rispettivamente a 44 kg/mm ² e 55 kg/ mm ² , per esecuzione di cuciture ... e con fluido cementizio, da pagarsi a parte, compreso lo sfido ed il taglio a misura per qualsiasi diametro delle barre Cat 2 - Opere di fondazione Barre INOX AISI 316 d. 8 mm per collegare muratura alla fondazione barre lunghezza 700 mm complessivi - 3 /ml piano interrato - perimetro *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22+2,02+ 6,17+4,23+2,96+1,42+1,50+3,50+3,90+2,90+6,30+1,50+2,20+1,32+2,45+ 4,83+2,20+1,78+2,20)	3,00	111,70	0,700	0,395	92,66		
	piano interrato - pareti interne *(lung.=15,08+1,86+3,58+1,15+1,88+0,83+ 2,86+2,08+2*3,56+1,67+6,50+1,50+5,42+6,11+2,88+5,10+2,76+2,30+ 3,55+2,95+2,95+1,52)	3,00	81,65	0,700	0,395	67,73		
	SOMMANO kg					160,39	8,38	1'344,07
18 NPA05021.a	Inghisaggio di barre di acciaio (queste ultime compensate a parte) in perfori predisposti, mediante malta epossidica bicomponente a consistenza tissotropica o colabile, conforme ai ... izia del foro con aria compressa, la pulitura del materiale in eccesso, ogni materiale occorrente: per fori fino a 20 mm Cat 2 - Opere di fondazione inghisaggio barre INOX AISI 316 d. 8 mm per collegare muratura alla fondazione barre lunghezza 700 mm complessivi - 3 /ml piano interrato - perimetro *(lung.=4,55+28,61+2,06+8,88+14,22+2,02+ 6,17+4,23+2,96+1,42+1,50+3,50+3,90+2,90+6,30+1,50+2,20+1,32+2,45+ 4,83+2,20+1,78+2,20)	3,00	111,70	0,700		234,57		
	piano interrato - pareti interne *(lung.=15,08+1,86+3,58+1,15+1,88+0,83+ 2,86+2,08+2*3,56+1,67+6,50+1,50+5,42+6,11+2,88+5,10+2,76+2,30+ 3,55+2,95+2,95+1,52)	3,00	81,65	0,700		171,47		
	SOMMANO m					406,04	34,50	14'008,38
	REINTERRO COMUNE Reinterro comune di scavi di qualsiasi tipo eseguito con materiale precedentemente scavato, proveniente esclusivamente da deposito temporaneo in cantiere e giudica ... ntazioni, lo stendimento meccanico, il costipamento e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Cat 2 - Opere di fondazione Vedi voce n° 15 [m ³ 23,20]					23,20		
SOMMANO m ³					23,20	7,42	172,14	
20 B.02.10.0080 .010	DEMOLIZIONE DI CONTROSOFFITTI Demolizione parziale o totale di controsoffitti di qualsiasi tipo. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per l'abbassamento, lo sgom ... 4) e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. pannelli fibra minerale, gesso e gesso rivestito Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Rimozione controsottiti per inserimento tiranti da fissare alle travi del solaio Piano interrato *(lung.=28,61+5,50)		34,11	1,200		40,93		
			9,02	1,200		10,82		
	Piano terra - pareti esterne - sp medio 0.80 ml *(lung.=15,06+11,15+15,12+ 10,92+11,19)		63,44	1,200		76,13		
	Piano terra - pareti cavedio - sp medio 0.65 ml *(lung.=2*(5,97+5,40))		22,74	1,200		27,29		
	Piano primo - pareti esterne - sp medio 0.70 ml *(lung.=15,06+11,15+ 11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)		80,31	1,200		96,37		
	Piano primo - pareti cavedio - sp medio 0.50 ml *(lung.=2*(9,95+5,40))		30,70	1,200		36,84		
	Piano secondo - pareti perimetrali - sp medio 0.55 ml *(lung.=15,06+11,15+ 2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)		84,75	1,200		101,70		
	A RIPORTARE					390,08		969'715,91

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO					844,12		990'813,57
	Piano secondo *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)*(larg.=0,55+0,10+0,20)	0,37	84,75	0,850	1,578	42,06		
	(par.ug.=1/2,70)*(lung.=2*(9,95+5,40))*(larg.=0,50+0,10+0,20)	0,37	30,70	0,800	1,578	14,34		
	Piatti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)*(H/peso=0,07*0,80*0,01*7850)	0,37	84,75		4,396	137,85		
	(par.ug.=1/2,70)*(lung.=2*(9,95+5,40))*(H/peso=0,07*0,80*0,01*7850)	0,37	30,70		4,396	49,93		
	Paletti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)*(H/peso=0,05*0,60*0,015*7850)	0,37	84,75		3,533	110,79		
	(par.ug.=1/2,70)*(lung.=2*(9,95+5,40))*(H/peso=0,05*0,60*0,015*7850)	0,37	30,70		3,533	40,13		
	Piano terzo *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)*(larg.=0,400+0,10+0,20)	0,37	84,75	0,700	1,578	34,64		
	(par.ug.=1/2,70)*(lung.=2*(9,95+5,40))*(larg.=0,50+0,10+0,20)	0,37	30,70	0,800	1,578	14,34		
	Piatti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)*(H/peso=0,07*0,80*0,01*7850)	0,37	84,75		4,396	137,85		
	(par.ug.=1/2,70)*(lung.=2*(9,95+5,40))*(H/peso=0,07*0,80*0,01*7850)	0,37	30,70		4,396	49,93		
	Paletti *(par.ug.=1/2,70)*(lung.=15,06+11,15+2,22*2+11,05+15,12+9,82+8,36+9,75)*(H/peso=0,05*0,60*0,015*7850)	0,37	84,75		3,533	110,79		
	(par.ug.=1/2,70)*(lung.=2*(9,95+5,40))*(H/peso=0,05*0,60*0,015*7850)	0,37	30,70		3,533	40,13		
	SOMMANO kg					1'626,90	10,51	17'098,72
23 NPA05021.a	Inghisaggio di barre di acciaio (queste ultime compensate a parte) in perfori predisposti, mediante malta epossidica bicomponente a consistenza tissotropica o colabile, conforme ai ... izia del foro con aria compressa, la pulitura del materiale in eccesso, ogni materiale occorrente: per fori fino a 20 mm Cat 3 - Rinforzo solai Vedi voce n° 21 [m 102,62]					102,62		
	SOMMANO m					102,62	34,50	3'540,39
24 C.04.20.0010 .005	PERFORAZIONI PER PRECONSOLIDAMENTI Perforazione di muratura in pietra di qualsiasi natura e consistenza, per preconsolidamenti, eseguita a qualsiasi altezza, con ogni cautela media ... D.L.,e quant'altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. perforazione ad acqua di diametro fino a 30 mm Cat 4 - Chiodature cantonali Cuciture armate per pareti ortogonali - è previsto l'impiego di barre d. 16 mm prof 50 cm - due a livello di solaio ed una ogni metro lineare di altezza piano interrato *(par.ug.=2*6) h 2.38 *(par.ug.=3*6) muri interni *(par.ug.=2*8) (par.ug.=3*8) piano terra *(par.ug.=2*13) h 2.86 *(par.ug.=3*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4) piano primo *(par.ug.=2*13) h 3.26 *(par.ug.=4*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4) piano secondo *(par.ug.=2*13) h 2.66 *(par.ug.=3*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4) piano terzo *(par.ug.=2*13) h 2.68 *(par.ug.=3*13) cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4)	12,00	0,50			6,00		
		18,00	0,50			9,00		
		16,00	0,50			8,00		
		24,00	0,50			12,00		
		26,00	0,50			13,00		
		39,00	0,50			19,50		
		20,00	0,50			10,00		
		26,00	0,50			13,00		
		52,00	0,50			26,00		
		20,00	0,50			10,00		
		26,00	0,50			13,00		
		39,00	0,50			19,50		
		20,00	0,50			10,00		
		26,00	0,50			13,00		
		39,00	0,50			19,50		
		20,00	0,50			10,00		
	SOMMANO m					211,50	135,50	28'658,25
25 NP A05017	Barre di acciaio inossidabile nervato, AISI 304 o AISI 316, con carichi di snervamento e rottura a trazione pari rispettivamente a 44 kg/mm ² e 55 kg/mm ² , per esecuzione di cuciture ... e con fluido cementizio, da pagarsi a parte, compreso lo sfrido ed il taglio a misura per qualsiasi diametro delle barre Cat 4 - Chiodature cantonali Cuciture armate per pareti ortogonali - è previsto l'impiego di barre d. 16 mm prof 50 cm - due a livello di solaio ed una ogni metro lineare di altezza piano interrato *(par.ug.=2*6) h 2.38 *(par.ug.=3*6) muri interni *(par.ug.=2*8)	12,00	0,50		1,578	9,47		
		18,00	0,50		1,578	14,20		
		16,00	0,50		1,578	12,62		
	A RIPORTARE					36,29		1'040'110,93

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO					36,29		1'040'110,93
	(par.ug.=3*8)	24,00	0,50		1,578	18,94		
	piano terra *(par.ug.=2*13)	26,00	0,50		1,578	20,51		
	h 2.86 *(par.ug.=3*13)	39,00	0,50		1,578	30,77		
	cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4)	20,00	0,50		1,578	15,78		
	piano primo *(par.ug.=2*13)	26,00	0,50		1,578	20,51		
	h 3.26 *(par.ug.=4*13)	52,00	0,50		1,578	41,03		
	cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4)	20,00	0,50		1,578	15,78		
	piano secondo *(par.ug.=2*13)	26,00	0,50		1,578	20,51		
	h 2.66 *(par.ug.=3*13)	39,00	0,50		1,578	30,77		
	cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4)	20,00	0,50		1,578	15,78		
	piano terzo *(par.ug.=2*13)	26,00	0,50		1,578	20,51		
	h 2.68 *(par.ug.=3*13)	39,00	0,50		1,578	30,77		
	cavedio interno *(par.ug.=2*4+3*4)	20,00	0,50		1,578	15,78		
	SOMMANO kg					333,73	8,38	2'796,66
26 NP A05026.c	Iniezioni, in perfori armati e non, di miscela di leganti idraulici speciali espansivi a base di cemento con le seguenti caratteristiche: fluidità con Marsh 0'<25 sec - 30'<25 sec ... ne avvenuta. È inoltre compreso quanto altro occorre per dare il lavoro finito: per perfori oltre i mm 45 e fino a mm 65 Cat 4 - Chiodature cantonali inghisaggio barre per cuciture armate Vedi voce n° 24 [m 211,50]					211,50		
	SOMMANO m					211,50	26,06	5'511,69
27 B.06.10.0015 .005	TAVOLATO IN LATERIZIO COMUNE DA 8 cm Fornitura e posa in opera di tavolato verticale realizzato in laterizi estrusi con massa normale dello spessore di 8 cm e conformi alla norma U ... anno computati i fori per porte a tutta altezza che interrompano completamente i settori successivi del tavolato stesso. Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture Ricostruzione tramezzi demoliti in precedenza Vedi voce n° 3 [m² 155,90]					155,90		
	SOMMANO m²					155,90	25,18	3'925,56
28 B.15.10.0005 .005	INTONACO CIVILE PER ESTERNI Fornitura e posa in opera di intonaco civile per esterni confezionato in cantiere conforme alla norma UNI EN 998-1, dato a qualunque altezza su pareti v ... 7.01.07, 17.09.04), il rispetto della marcatura CE, e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture rifacimento intonaco Vedi voce n° 4 [m² 3'197,18]					3'197,18		
	SOMMANO m²					3'197,18	21,06	67'332,61
29 B.15.10.0030 .005	INTONACO CIVILE PER INTERNI Fornitura e posa in opera di intonaco civile per interni confezionato in cantiere conforme alla norma UNI EN 998-1, dato a qualunque altezza su pareti v ... 7.01.07, 17.09.04), il rispetto della marcatura CE, e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture rifacimento intonaco Vedi voce n° 4 [m² 3'197,18] Vedi voce n° 5 [m² 164,07] Vedi voce n° 27 [m² 155,90]					3'197,18 164,07 155,90		
	SOMMANO m²					3'517,15	25,51	89'722,50
30 B.33.20.0005 .005	IDROPITTURA MURALE TRASPIRANTE · Classe 4 Tinteggiatura di pareti e soffitti interni, in ambienti sgomberati di ogni forma di arredo, mediante applicazione con rullo e pennello od ... quanto altro necessario per dare il lavoro finito secondo le migliori tecniche correnti. applicazione a rullo e pennello Cat 5 - Opere di demolizione e ripristino finiture							
	A RIPORTARE							1'209'399,95

COMPUTO METRICO

OGGETTO: Reluis 2019-2021- Grande Albergo Terme - Oggetto di studio - Interventi di rapida esecuzione a basso impatto integrati - Oneri della sicurezza

COMMITTENTE: Reluis - Protezione Civile

Data, 26/10/2021

IL TECNICO

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO							
	<u>LAVORI A MISURA</u>							
1 S.10.10.0015 .005	Formazione di recinzione mobile di cantiere in ambienti all'aperto di altezza minima, misurata dal piano di calpestio, pari a 200 cm, idonea a delimitare l'area di cantiere ed ad i ... e NTC 2008 di cui al D.M. 14.01.2008. SarÀ misurato lo sviluppo in metri della recinzione. per il primo mese o frazione					200,00		
	SOMMANO m					200,00	6,42	1'284,00
2 S.10.10.0015 .010	Formazione di recinzione mobile di cantiere in ambienti all'aperto di altezza minima, misurata dal piano di calpestio, pari a 200 cm, idonea a delimitare l'area di cantiere ed ad i ... 008 di cui al D.M. 14.01.2008. SarÀ misurato lo sviluppo in metri della recinzione. per ogni mese successivo o frazione Vedi voce n° 1 [m 200,00]	11,00				2'200,00		
	SOMMANO m					2'200,00	0,70	1'540,00
3 S.10.10.0060 .005	Formazione di accesso carrabile a due battenti di luce netta di circa 650 cm per recinzione mobile di cantiere in ambienti all'aperto di altezza minima, misurata dal piano di calpe ... atici degli apprestamenti secondo quanto previsto dalle NTC 2008 di cui al D.M. 14.01.2008. per il primo mese o frazione					2,00		
	SOMMANO cad.					2,00	76,33	152,66
4 S.10.10.0060 .010	Formazione di accesso carrabile a due battenti di luce netta di circa 650 cm per recinzione mobile di cantiere in ambienti all'aperto di altezza minima, misurata dal piano di calpe ... egli apprestamenti secondo quanto previsto dalle NTC 2008 di cui al D.M. 14.01.2008. per ogni mese successivo o frazione (par.ug.=2*11)	22,00				22,00		
	SOMMANO cad.					22,00	4,46	98,12
5 S.25.10.0003 .060	PONTEGGIO IN PIANO CON IMPALCATO IN ALTO Formazione, su piano orizzontale, di ponteggio tubolare metallico fisso autorizzato, costituito prevalentemente da telai prefabbricati o mo ... urata dal piano di imposta delle basette all'ultimo impalcato praticabile del ponteggio stesso. in opera per dodici mesi							
	Prospetto sud		19,55		12,700	248,29		
			8,60		9,540	82,04		
	Prospetto est *(lung.=10,10+11,05) (lung.=1,00+5,73+1,00)		21,15		16,190	342,42		
			7,73		9,540	73,74		
	Prospetto nord *(lung.=6,50+6,53)		13,03		12,520	163,14		
	Zona rialzata		15,92		15,090	240,23		
	Prospetto ovest *(lung.=2*9,80)		19,60		9,540	186,98		
			10,40		9,700	100,88		
	Zona rialzata - h med		10,40		4,200	43,68		
			15,92		2,900	46,17		
	Cavedio interno *(lung.=2*(9,95+5,40))		30,70		12,500	383,75		
	SOMMANO m²					1'911,32	15,63	29'873,93
6 S.25.10.0015 .060	PARAPETTO AGGIUNTIVO PER PONTEGGI Formazione, in sommità ai ponteggi, di parapetto aggiuntivo di altezza fino a circa 200 cm, costituito da terminale prefabbricato realizzato con d ... dell'ultimo impalcato praticabile al bordo superiore dell'ultimo corrente del parapetto stesso. in opera per dodici mesi							
	Prospetto sud		19,55			19,55		
			8,60			8,60		
	Prospetto est *(lung.=10,10+11,05) (lung.=1,00+5,73+1,00)		21,15			21,15		
			7,73			7,73		
	Prospetto nord *(lung.=6,50+6,53)		13,03			13,03		
	Zona rialzata		15,92			15,92		
	Prospetto ovest *(lung.=2*9,80)		19,60			19,60		
	A RIPORTARE					105,58		32'948,71

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO					105,58		32'948,71
	Zona rialzata - h med		10,40			10,40		
			10,40			10,40		
	Cavedio interno *(lung.=2*(9,95+5,40))		15,92			15,92		
			30,70			30,70		
	SOMMANO m²					173,00	12,60	2'179,80
7 S.40.10.0110 .010	Nolo, per tutta la durata del cantiere, di cartelli segnaletici di sicurezza, di avvertimento, prescrizione, divieto, antincendio e salvataggio, in lamiera di alluminio dello spess ... er tutta la durata del cantiere. segnaletica di divieto con pittogramma nero su fondo bianco e bordo rosso Å lato 35 cm					15,00		
	SOMMANO cad.					15,00	9,33	139,95
8 NP.99.2.QZ1 .09.C	QUADRO ELETTRICO DI DISTRIBUZIONE DA CANTIERE - Quadro compreso di n. 2 prese 2P+T da 16 A, n. 1 presa 3P+T da 16 A, n. 1 presa 3P+N+T da 16 A e n.1 presa 3P+T da 32 A complete di interruttori magnetotermici e interruttore generale magnetotermico differenziale 4P.63A-0,03 A					2,00		
	SOMMANO cad/mese					2,00	46,46	92,92
9 S.50.10.0005 .010	Fornitura e posa in opera di impianto di dispersione intenzionale a terra, realizzato in conformitÅ alla Guida CEI 64Å-17 e s.v., secondo criteri definiti in fase di progetto dell ... il lavoro finito a regola d'arte. dispersore artificiale intenzionale, 1 puntazza, 1 pozzetto, 5,00 m di tondino Å 8 mm					10,00		
	SOMMANO cad.					10,00	69,38	693,80
10 S.40.20.0020 .005	Fornitura di valigetta in polipropilene antiurto con attacco a parete o per automezzo e contenente pacchetto di medicazione con la dotazione minima indicata nell'allegato 1 del D.M. 15 luglio 2003, n. 388 recante disposizioni sul pronto soccorso aziendale. cassetta completa per pronto soccorso					1,00		
	SOMMANO cad.					1,00	27,13	27,13
11 S.20.10.0180 .005	Nolo, su piano opportunamente predisposto per tutta la durata del cantiere, di spogliatoio prefabbricato delle dimensioni esterne di circa 610x240x240 cm costituito da struttura po ... osizione del piano di posa e l'arredo dello spogliatoio che saranno valutati separatamente. per il primo mese o frazione					2,00		
	SOMMANO cad.					2,00	352,10	704,20
12 S.20.10.0180 .010	Nolo, su piano opportunamente predisposto per tutta la durata del cantiere, di spogliatoio prefabbricato delle dimensioni esterne di circa 610x240x240 cm costituito da struttura po ... e del piano di posa e l'arredo dello spogliatoio che saranno valutati separatamente. per ogni mese successivo o frazione					11,00		
	SOMMANO cad.					11,00	276,80	3'044,80
13 S.20.10.0005	Nolo, su piano opportunamente predisposto per tutta la durata del cantiere, di servizio igienico chimico prefabbricato autopulente delle dimensioni esterne di circa 115x115x240 cm ... ere. E' esclusa la sola predisposizione del piano di posa che sarà valutata separatamente. per il primo mese o frazione					2,00		
	SOMMANO cadauno					2,00	214,20	428,40
	A RIPORTARE							40'259,71

