



## EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA

*Vulnerabilità sismica e strategie di miglioramento di un edificio vincolato:  
un caso studio con MasterSap 4U*

Ingg. Sara Pellizzari e Rachele Petrin

# EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA

Vulnerabilità sismica e strategie di miglioramento di un **edificio vincolato**: un caso studio con MasterSap 4U

Articolo elaborato a partire dalla tesi di laurea magistrale di **Mattia Guernier**, Università degli Studi di Padova — DICEA, Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile Strutture, A.A. 2025/2026. Relatore: **Prof. Roberto Scotta**. Modellazione strutturale condotta con **MasterSap 4U** (AMV S.r.l.).

## SINTESI DEI CONTENUTI

Il presente dossier analizza il processo completo di valutazione della vulnerabilità sismica e di progettazione degli interventi di miglioramento per un **edificio in muratura sottoposto a vincolo storico-artistico** situato a Cortina d'Ampezzo (BL), a 1.224 m s.l.m. Il manufatto, risalente agli anni Trenta del Novecento, è caratterizzato da struttura portante mista — muratura in pietra a spacco e mattoni pieni — e da orizzontamenti lignei in assenza di cordoli di piano.

Il percorso metodologico, condotto in conformità alle NTC 2018 e relativa Circolare esplicativa del 2019, si articola in cinque fasi principali: conoscenza storica e geometrica dell'opera, caratterizzazione meccanica dei materiali, modellazione numerica agli elementi finiti, analisi sismica globale, progettazione degli interventi e verifica del raggiungimento dell'obiettivo di miglioramento.

Il risultato centrale è l'incremento dell'indice di sicurezza sismica  $\zeta_E$  **da 0,469 a 0,717**, con un delta di +0,248, superiore alla soglia minima di 0,1 imposta dalla norma per gli interventi di miglioramento su edifici di Classe II.

La modellazione è stata interamente eseguita con **MasterSap 4U**, utilizzando elementi finiti di tipo shell per la descrizione del comportamento membranale e flessionale delle pareti in muratura.

## Sommario

1	Il quadro normativo di riferimento per gli edifici esistenti in muratura .....	3
1.1	Il Livello di Conoscenza e il Fattore di Confidenza.....	3
2	Il caso studio: un magazzino storico vincolato a Cortina d'Ampezzo.....	4
2.1	Inquadramento storico e geometrico .....	4
2.2	La campagna di indagini e il Livello di Conoscenza raggiunto.....	5
2.3	Caratterizzazione meccanica dei materiali.....	5
3	Definizione delle azioni e modellazione numerica con MasterSap 4U.....	6
3.1	Le azioni sulla struttura .....	6
3.2	La modellazione FEM .....	6
4	Analisi sismica dello stato di fatto e calcolo dell'indice $\zeta_E$ .....	8
5	La progettazione degli interventi di miglioramento.....	10
5.1	Piano rigido con controventi in acciaio e cordoli perimetrali .....	10
5.2	Iniezioni di miscele leganti .....	11
5.3	Intonaco armato (spritz-beton a bassa invasività) .....	11
6	Analisi sismica dello stato di progetto e verifica del miglioramento .....	13
6.1	Il nuovo cinematisma introdotto dal piano rigido .....	13
6.2	Verifiche globali post-intervento e calcolo di $\zeta_E$ .....	14
6.3	Il miglioramento sismico .....	15
7	Riflessioni metodologiche e conclusioni .....	15
7.1	Il ruolo del software di calcolo nel processo progettuale .....	15
7.2	Analisi lineare vs analisi non lineare: limiti e prospettive .....	16
7.3	Il tema del vincolo storico-artistico come vincolo progettuale.....	16
7.4	Conclusioni.....	16
7.5	Riferimenti normativi e bibliografici.....	17

# 1 Il quadro normativo di riferimento per gli edifici esistenti in muratura

Gli edifici in muratura costituiscono la parte preponderante del patrimonio costruito italiano, con particolare concentrazione nelle aree storiche dei centri urbani e delle zone di montagna. La loro valutazione strutturale pone sfide specifiche rispetto alle nuove costruzioni: l'eterogeneità dei materiali, la stratificazione degli interventi nel tempo, l'assenza di disegni esecutivi originali e, nel caso di edifici vincolati, i severi limiti alle modifiche architettoniche e strutturali.

Le NTC 2018, al Capitolo 8, disciplinano le costruzioni esistenti imponendo un **approccio conoscitivo graduale e documentato**, che si traduce nella definizione del Livello di Conoscenza (LC) e del corrispondente Fattore di Confidenza (FC). Il quadro normativo distingue tre livelli crescenti — LC1, LC2, LC3 — in funzione della profondità delle indagini condotte e dell'estensione delle prove in situ.

## 1.1 Il Livello di Conoscenza e il Fattore di Confidenza

La norma riconosce che la conoscenza di un edificio esistente è per sua natura incompleta rispetto a quella di un progetto nuovo, e introduce il FC come strumento per abbattere i parametri di resistenza dei materiali in funzione del grado di incertezza residua. I tre livelli si differenziano per la qualità e la quantità delle indagini sui dettagli costruttivi e sulle proprietà meccaniche dei materiali come riassunto nella seguente tabella.

Tabella 1 Livelli di conoscenza, tipologia di indagini e Fattori di Confidenza (NTC 2018 e Circolare 2019)

Livello	Indagini costruttive	Prove sui materiali	FC
LC1	Limitate (rilievo visivo su elementi campione)	Limitate (esame visivo, tabella normativa)	1,35
LC2	Estese e sistematiche (saggi, endoscopie)	Estese (analisi malte, prove semi-distruttive)	1,20
LC3	Esaustive (sistematiche su tutti gli elementi)	Esaustive (martinetti piatti, prove in laboratorio)	1,00

La norma (§8.4) distingue tre tipologie di intervento su costruzioni esistenti: **adeguamento sismico** (portare la struttura al livello di sicurezza di una nuova costruzione,  $\zeta_E \geq 1$ ), **miglioramento sismico** (incremento della sicurezza senza raggiungere l'adeguamento: per Classe d'uso II, aumento di  $\zeta_E$  di almeno 0,1) e **riparazione o intervento locale**.

Per gli edifici vincolati, l'adeguamento sismico può risultare incompatibile con i vincoli di tutela; il miglioramento rappresenta quindi spesso l'unico obiettivo perseguibile nella pratica professionale.

## 2 Il caso studio: un magazzino storico vincolato a Cortina d'Ampezzo

### 2.1 Inquadramento storico e geometrico

L'**edificio oggetto di studio** si colloca a Cortina d'Ampezzo (BL) a un'altitudine di 1.224 m s.l.m.



Figura 1 Facciata edificio [Fonte: Google Maps – Street View, © Google, 2026, Data dell'immagine: sett 2017 [link](#)]

L'analisi della **documentazione storica** disponibile ne colloca la costruzione tra il terzo e il quarto decennio del Novecento, con destinazione d'uso originaria di magazzino logistico, presumibilmente legata alle esigenze belliche della Seconda Guerra Mondiale. L'edificio è oggi sottoposto a vincolo storico-artistico ed è inserito in un'area di riqualificazione urbana che prevede la realizzazione di parcheggi interrati al di sotto degli edifici esistenti.

La volumetria si articola in due corpi distinti e connessi:

- Blocco D1 (ala settentrionale): sviluppato su un solo livello fuori terra, originariamente adibito ad autorimessa; pianta rettangolare di notevoli dimensioni con setti interni in mattoni pieni; copertura lignea a doppia falda con manto in lamiera aggraffata; altezza di colmo +8,70 m.
- Blocco D2 (ala meridionale): sviluppato su tre livelli fuori terra; ampi spazi liberi al piano terra con piani superiori a impronta omogenea; copertura lignea a doppia falda; altezza di colmo +15,55 m. I solai del Blocco D2 sono principalmente di due tipologie: solaio ligneo (trave 17x25, tavolato, controsoffitto) e solaio in laterocemento (travetti 12x24, pignatta, cappa cls 5 cm).

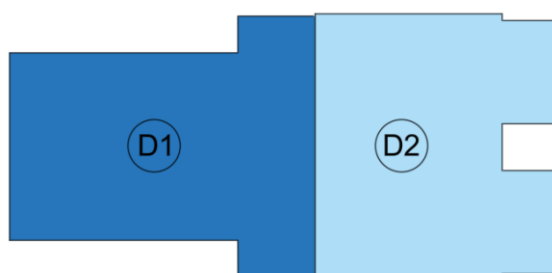


Figura 2 Divisione in blocchi dell'edificio [crediti: tesista Mattia Guernier]

L'assenza di cordoli di piano e le aperture disposte in modo non strutturalmente regolare sono tra i fattori principali di vulnerabilità.

Edificio esistente in muratura

## 2.2 La campagna di indagini e il Livello di Conoscenza raggiunto

In accordo con i requisiti del §8.5.2 NTC 2018, lo studio ha condotto un piano di indagini articolato con particolare attenzione alla natura vincolata dell'edificio, che ha imposto la preferenza per tecniche non invasive o semi-invasive. La campagna ha compreso le seguenti prove:

- **Endoscopie** (sonde da 25 mm): ispezione delle cavità murarie, qualità della tessitura, presenza di vuoti, ammorsamento tra pareti ortogonali;
- **Saggi a vista**: scarificazione dell'intonaco su porzioni di muro e solaio per rilevare la stratigrafia muraria e lo stato dei collegamenti;
- **Sondaggi esplorativi in fondazione**: verifica della stratigrafia e dello stato dei materiali in fondazione;
- **Indagini sui solai**: esame diretto della stratigrafia degli orizzontamenti e dei dettagli costruttivi;
- **Prove chimiche e petrografiche sulle malte**: resistenza meccanica a compressione ( $f_m < 2$  MPa), rapporto legante/inerte, microstruttura. Risultato: malta classificata come scadente sotto ogni profilo;
- **Prove con martinetto piatto doppio** (posizione D-M1-3): determinazione del modulo elastico, coefficiente di Poisson, resistenza a compressione in situ ( $f_m = 3,90$  N/mm<sup>2</sup>).

Il livello di conoscenza raggiunto è **LC2** (indagini estese + prove estese), con Fattore di Confidenza **FC = 1,20**. Le tipologie murarie identificate sono (Figura 4):

- muratura in pietre a spacco di buona tessitura (blocco D2, pareti perimetrali);
- muratura in mattoni pieni e malta di calce (setti interni blocco D1).

## 2.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

A partire dalle tipologie murarie identificate, con riferimento alla Tabella C8.5.I della Circolare 2019 e al livello di conoscenza raggiunto (LC2), i parametri meccanici di progetto sono stati ricavati come valori medi degli intervalli normativi, ridotti per il Fattore di Confidenza 1,2.

Nella tabella di seguito sono riportati i valori di resistenza adottati ante intervento (stato di fatto).

Tabella 2 Parametri meccanici medi delle murature allo stato di fatto. [da Circolare 2019, Tab. C8.5.I]

Tipologia muraria	$f_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{v0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>3</sup> ]
Muratura in pietre a spacco	3,20	0,065	---	1.740	580	21
Muratura in mattoni pieni e malta	3,45	0,090	0,200	1.500	500	18

## 3 Definizione delle azioni e modellazione numerica con MasterSap 4U

### 3.1 Le azioni sulla struttura

L'analisi dei carichi ha compreso:

- azioni permanenti strutturali (G1) e non strutturali (G2);
- azioni variabili:
  - o categoria A - uso residenziale,
  - o categoria H - coperture accessibili solo per manutenzione,
  - o azione del vento,
  - o azione della neve;
- azione sismica.

Data la localizzazione alpina a quota superiore a 1.000 m s.l.m., il carico neve è risultato particolarmente significativo.

Il **carico neve** è stato calcolato secondo §3.4 NTC 2018:  $q_{sk} = 5,32 \text{ kN/m}^2$  (zona I-Alpina, quota 1.224 m s.l.m.). Con coefficienti di forma  $\mu_1$  e  $\mu_2$  in funzione dell'inclinazione delle falde ( $\alpha = 30^\circ$ ) e della geometria delle coperture adiacenti di diversa altezza, il carico di progetto massimo sulla copertura di Blocco D1 ha raggiunto  $q_{s2} = 9,96 \text{ kN/m}^2$ , distribuito linearmente per una lunghezza  $l_s = 7,83 \text{ m}$ .

L'**azione sismica** è stata definita secondo il paragrafo 3.2 delle NTC 2018, costruendo gli spettri di risposta di progetto per gli stati limite SLV (TR = 475 anni) e SLD (TR = 50 anni).

La PGA di domanda allo SLV è pari a  $PGA = 0,0801 \cdot g \cdot S = 1,179$

Il **fattore di struttura** adottato è  $q = 2,25$ .

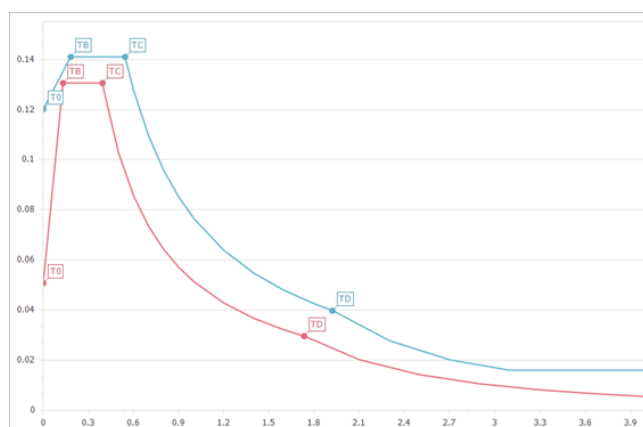


Figura 3 Spettri di progetto ( $a_g \cdot S/g$ ): blu allo SLV e rosso allo SLD [crediti: tesista Mattia Guernier]

### 3.2 La modellazione FEM

Il comportamento strutturale dell'edificio è stato riprodotto mediante un modello agli elementi finiti sviluppato in **MasterSap 4U**. La scelta degli elementi **shell** — elementi bidimensionali quadrangolari a 4 nodi con 6 gradi di libertà per nodo — consente di descrivere simultaneamente il comportamento **membranale nel piano** (stati piani di tensione, fondamentale per descrivere

Edificio esistente in muratura

taglio e, a seguito dell'integrazione, flessione nel piano dei maschi murari) e il comportamento **flessionale fuori piano**.

Le pareti portanti sono state modellate come elementi shell con spessore, materiale e geometria definiti per ciascun tratto murario sulla base del rilievo. I solai di piano e di copertura non sono stati modellati, fatte salve le travi di colmo: i carichi corrispondenti sono stati applicati direttamente come carichi lineari sui muri di appoggio e sulle travi di colmo. Fa eccezione la trave di colmo della copertura di Blocco D2, le cui reazioni vincolari (calcolate analiticamente tramite MasterSap 4U per la capriata in posizione D-S3-3) sono state trasformate in carichi distribuiti sulle murature di appoggio.

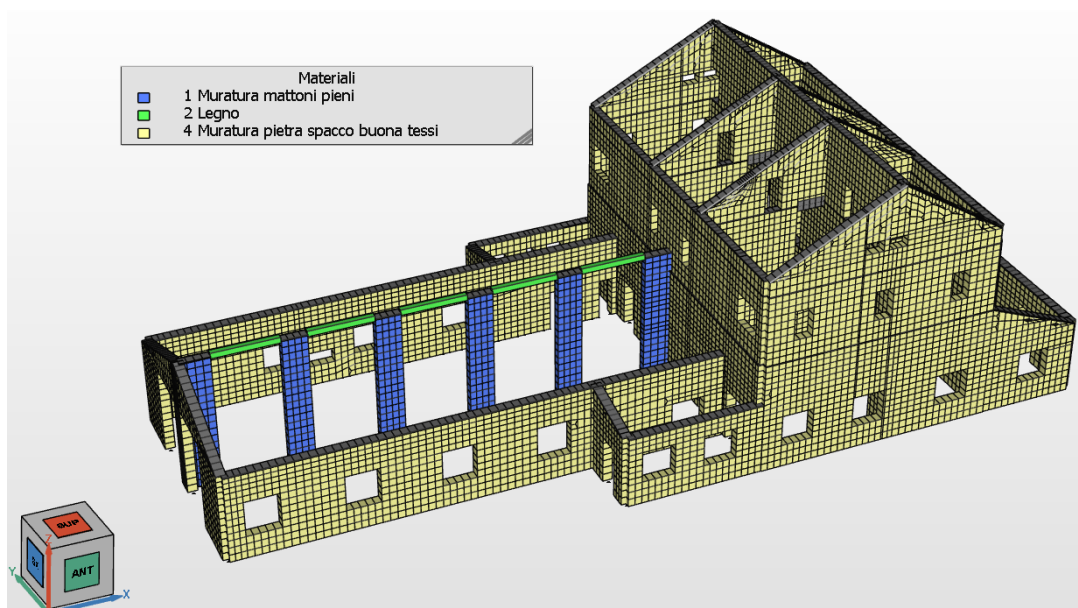


Figura 4 Modello di riferimento per le analisi: materiali [crediti: AMV S.r.l.]

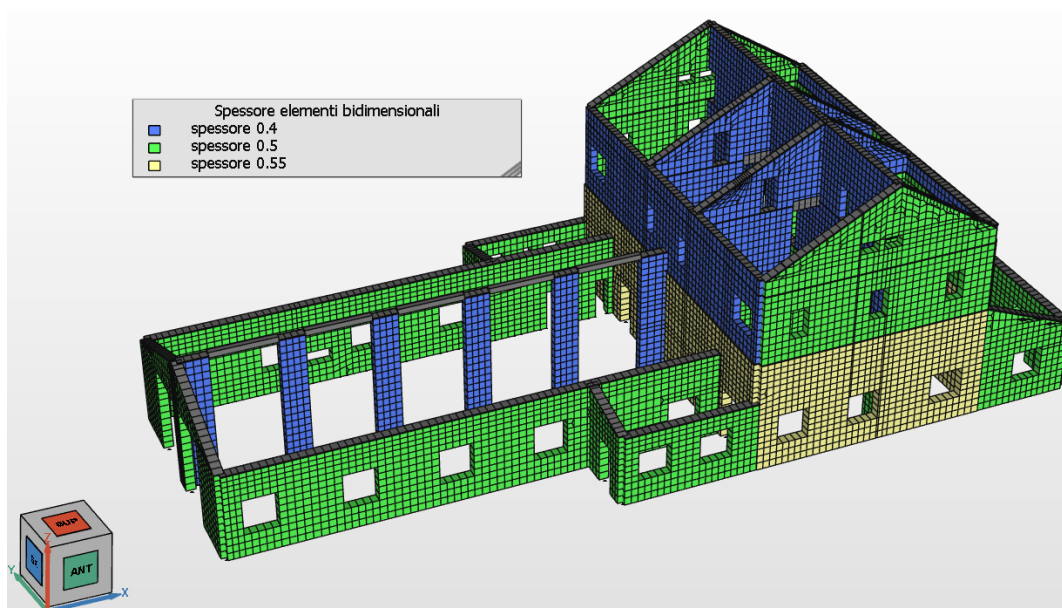


Figura 5 Modello di riferimento per le analisi: spessori della muratura [crediti: AMV S.r.l.]

## 4 Analisi sismica dello stato di fatto e calcolo dell'indice $\zeta E$

L'analisi globale allo stato di fatto e le verifiche sui maschi murari selezionati (filo C, primo piano del Blocco D2) hanno rivelato carenze prevalentemente a taglio con fessurazione diagonale (Vf), governato dal parametro  $\tau 0$ .

Tabella 3 Verifiche di alcuni maschi murari nello stato di fatto (risultati della CC per cui si ottengono indici di sicurezza peggiori). La struttura risulta verificata solo con TR = 70 anni (PGA = 0,038-g-S)

Maschio murario	Mu [kNm]	Vf [kN]	Mu/Med	Vf/Ved	Esito	TR verifica
D2_P1_FiloC_91	237,56	104,93	13,15	0,64	<b>NON OK</b>	TR = 475 anni
D2_P1_FiloC_92	-165,20	41,92	32,89	0,50	<b>NON OK</b>	TR = 475 anni
D2_P1_FiloC_93	97,86	96,84	6,57	0,78	<b>NON OK</b>	TR = 475 anni
Tutti i maschi	—	—	—	<b>&gt; 1,0</b>	<b>OK</b>	TR = 70 anni

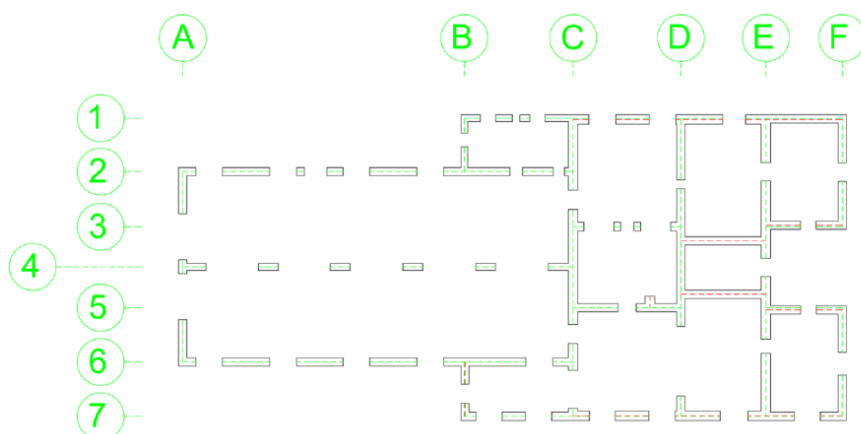


Figura 6 Fili che individuano i maschi murari [crediti: tesista Mattia Guernier]

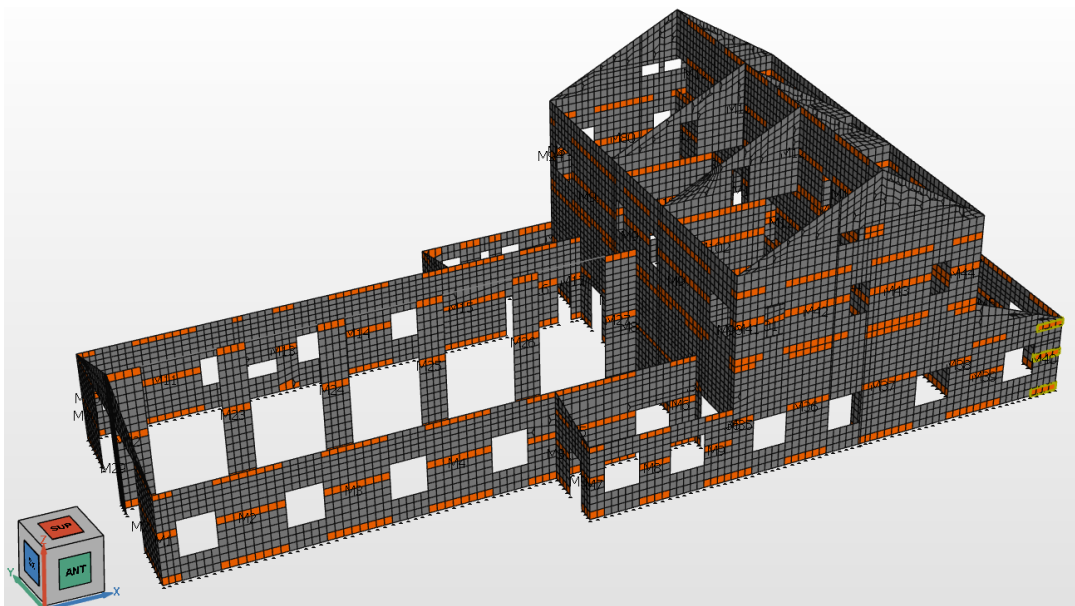


Figura 7 Maschi murari sottoposti a verifica (in evidenza le sezioni di verifica testa, mezzeria e piede) [crediti: tesista Mattia Guernier]

Abbattendo l'azione sismica sino a TR = 70 anni (PGA = 0,038·g·S), tutti gli elementi risultano verificati. L'indice di sicurezza sismica risultante è:

$$\zeta_E (\text{stato di fatto}) = \text{PGA}_{\text{TR70}} / \text{PGA}_{\text{TR475}} = 0,038 / 0,0801 = 0,474$$

Riportiamo i parametri sismici di riferimento:

Tabella 4 Parametri sismici (domanda)

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s <sup>2</sup> )
SLD	50	0.0338	2.5770	0.23	1.70	1.50	0.497
SLV	475	0.0801	2.6410	0.37	1.45	1.50	1.179

Tabella 5 Parametri sismici dell'edificio esistente allo stato di fatto (capacità)

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s <sup>2</sup> )	ZE (IS-V)
SLD	50	0.0338	2.5770	0.23	1.70	1.50	0.497	1.000
SLV	70	0.0380	2.5900	0.26	1.63	1.50	0.559	<b>0.474</b>

Un valore di  $\zeta_E = 0,474$  significa che l'edificio è in grado di sopportare solo il 46,9% dell'azione sismica di progetto che si utilizzerebbe per una nuova costruzione. **La struttura è sismicamente inadeguata.**

## 5 La progettazione degli interventi di miglioramento

La progettazione degli interventi ha dovuto rispondere simultaneamente a tre vincoli:

- ✓ efficacia strutturale,
- ✓ sostenibilità economica,
- ✓ rispetto dei vincoli storico-artistici.

Quest'ultimo ha imposto l'esclusione di interventi invasivi o visivamente alterativi, orientando la scelta verso tecniche consolidate nella pratica del restauro strutturale.

### 5.1 Piano rigido con controventi in acciaio e cordoli perimetrali

L'intervento di **piano rigido** è l'azione più impattante sul comportamento dinamico globale dell'edificio. Viene realizzato attraverso l'inserimento di **controventature di piano in acciaio** collegate a **cordoli perimetrali** (profilo E interno + UPN esterno) inghisati nelle murature tramite connettori. I vantaggi rispetto alla soluzione tradizionale con soletta in cls sono: minor aumento di massa (e quindi di forza sismica), minor invasività e reversibilità.

I cordoli svolgono una doppia funzione: trasmettono le azioni sismiche dai solai alle pareti, e ridistribuiscono i carichi concentrati trasmessi dai travetti su tutta la lunghezza della parete, eliminando i picchi di tensione localizzati sotto le teste di trave.

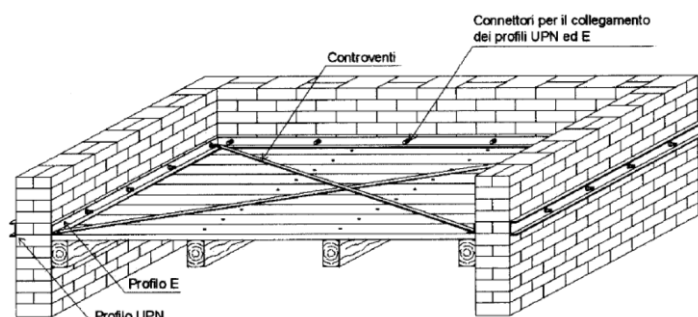


Figura 8 Controventi di piano [M. Vinci. *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*. ita. 2. ed. aggiornata alle NTC 2018. Palermo: Flaccovio, 2018.]

Lo studio di dettagli costruttivi che consentono di assumere i piani come rigidi nel modello per l'analisi dello stato di progetto ha determinato un miglioramento complessivo del comportamento strutturale.

**Nello stato di fatto** i solai lignei non sono rigidi nel proprio piano: ciò comporta che le azioni sismiche non vengano ridistribuite tra le pareti in base alle loro rigidezze, ma siano invece assunte secondo le aree di influenza. In questa configurazione, l'analisi modale evidenzia un comportamento strutturale **fortemente localizzato**: per raggiungere la soglia normativa dell'85% di massa partecipante è necessario attivare almeno **85 modi di vibrare**, ciascuno con contributo individuale inferiore al 5%. Questo comportamento è fisicamente coerente con la vulnerabilità reale degli edifici storici in muratura: le pareti lavorano quasi indipendentemente, e il rischio di cinematismi locali è elevatissimo.

**Nello stato di progetto** l'introduzione della relazione di piano rigido modifica radicalmente il comportamento dinamico: la struttura sviluppa modi di vibrare globali con masse partecipanti significative già nei primi modi, rendendo il modello fisicamente più robusto e la distribuzione dei taglianti sismici tra le pareti governata dalle rigidezze relative.

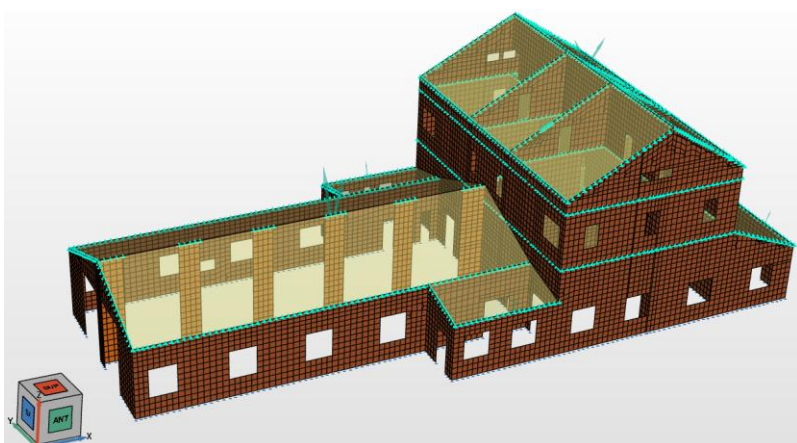


Figura 9 Modello di riferimento per le analisi dello stato di progetto: in evidenza le relazioni di piano rigido [crediti: tesista Mattia Guernier]

## 5.2 Iniezioni di miscele leganti

Le **iniezioni di miscele leganti** sono particolarmente indicate per le murature in pietra (Blocco D2), caratterizzate da un alto indice di vuoti interno. La miscela viene iniettata per gravità, pressione o depressione attraverso fori di piccolo diametro, ricostruendo la continuità del materiale e sigillando eventuali lesioni pregresse. Gli effetti normativamente quantificabili sono: incremento di resistenza a compressione e a taglio nel piano, incremento del modulo elastico, senza apprezzabile aumento di massa.

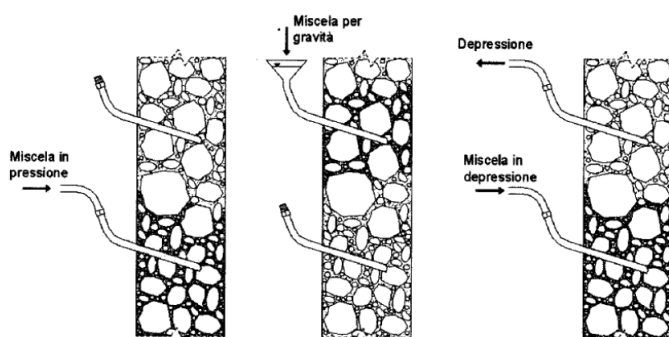


Figura 10 Iniezioni di malta [M. Vinci. *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura. ita. 2. ed. aggiornata alle NTC 2018. Palermo: Flaccovio, 2018.*]

## 5.3 Intonaco armato (spritz-beton a bassa invasività)

L'**intonaco armato** consiste nell'applicazione su entrambe le facce della parete di lastre in calcestruzzo di spessore 3–5 cm, rinforzate con rete metallica elettrosaldata e collegate tra loro da connettori trasversali inghisati nel muro. Rispetto alle altre tecniche, produce gli incrementi più significativi sia di resistenza nel piano (taglio e pressoflessione) sia di resistenza fuori piano, ed è applicabile a tutte le tipologie murarie presenti.



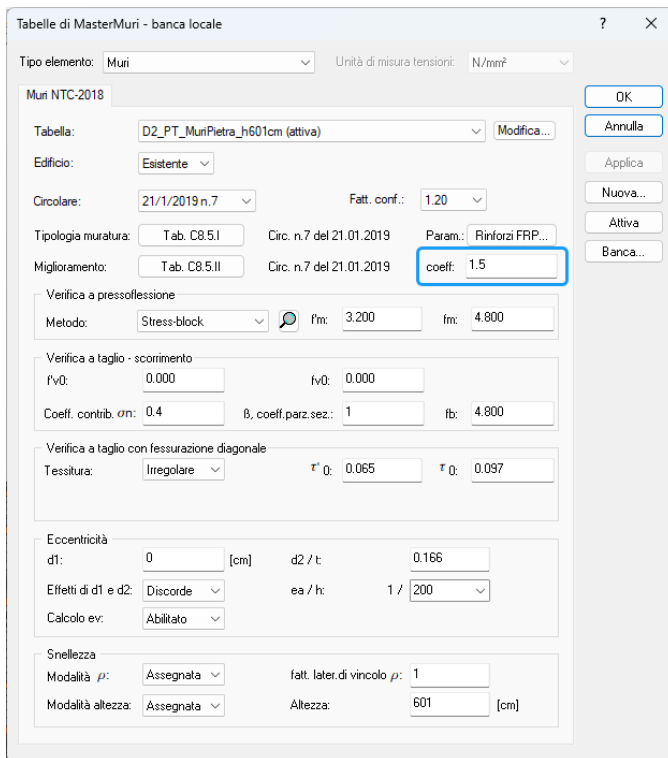


Figura 12 Tabella dei parametri di verifica dei maschi murari in pietra consolidati con betoncino armato. [crediti: AMV S.r.l.]

## 6 Analisi sismica dello stato di progetto e verifica del miglioramento

### 6.1 Il nuovo cinematismo introdotto dal piano rigido

L'introduzione del piano rigido, pur eliminando i cinematismi di ribaltamento semplice e migliorando il comportamento globale della struttura, genera un inatteso potenziale meccanismo locale: la **flessione verticale della parete monolitica**.

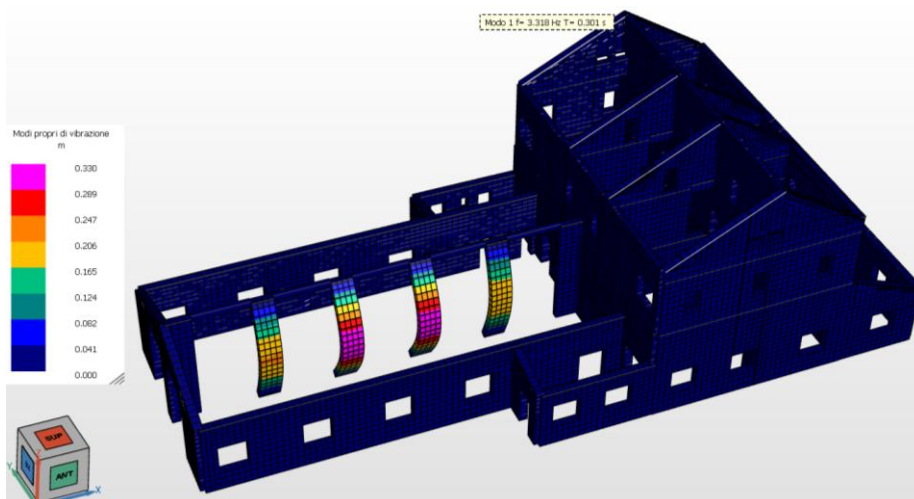


Figura 13 Modo 1 modello di riferimento delle analisi per lo stato di progetto. [crediti: AMV S.r.l.]

Edificio esistente in muratura

Questo cinematismo si attiva quando la parete è ancorata in testa e in fondazione dai nuovi cordoli, ma risulta priva di ritegni efficaci nella fascia centrale: l'azione sismica orizzontale genera un momento flettente che, se lo sforzo normale non è sufficiente a contrastarlo, porta alla formazione di una cerniera cilindrica orizzontale a una certa altezza  $h_1$  dalla base.

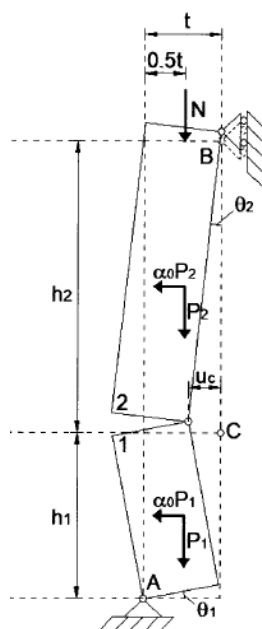


Figura 14 Flessione verticale [crediti: M. Vinci. Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura. 2a ed. aggiornata alle NTC 2018. Flaccovio, Palermo, 2018.]

Il valore di  $h_1$  che minimizza il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  è determinato analiticamente.

Nel caso studio, per la parete del Blocco D1

$h = 7,09$  m  
 $sp = 0,40$  m  
 $N = 17,50$  kN

si ottiene:

$h_{1,min} = 5,25$  m  
 $\alpha_{0,min} = 0,279$   
 $a^*_{0,min} = 2,281$  m/s<sup>2</sup>.

Il confronto con la domanda sismica allo SLV **conferma la verifica**, ossia il meccanismo si instaurerebbe per un'azione sismica di entità di gran lunga superiore a quella di domanda (Tabella 4).

## 6.2 Verifiche globali post-intervento e calcolo di $\zeta_E$

Le verifiche globali sono state ripetute sui medesimi maschi murari del Blocco D2 con le caratteristiche meccaniche aggiornate post-intervento. A  $TR = 475$  anni, il maschio più critico (D2\_P1\_FiloC\_92) presenta ancora  $V_f/V_{ed} = 0,76 < 1$ : non verificato.

Tabella 7 Verifiche dei maschi murari selezionati nello stato di progetto ( $TR = 200$  anni,  $PGA = 0,0581 \cdot g \cdot S$ )

Maschio murario	$M_u$ [kNm]	$V_f$ [kN]	$M_u/M_{ed}$	$V_f/V_{ed}$	Esito	TR verifica
D2_P1_FiloC_91	284,31	149,89	21,77	1,66	OK	TR = 200 anni
D2_P1_FiloC_92	-199,43	64,12	54,46	1,03	OK	TR = 200 anni
D2_P1_FiloC_93	118,11	159,87	11,19	1,21	OK	TR = 200 anni

Al tempo di ritorno  $TR = 200$  anni ( $PGA = 0,0581 \cdot g \cdot S$ ) tutti gli elementi risultano verificati, avremo una capacità sismica di progetto pari a:

$$\zeta_E (\text{stato di progetto}) = \frac{PGA_{TR200}}{PGA_{TR475}} = \frac{0,0581}{0,0801} = 0,725$$

Tabella 8 Parametri sismici dell'edificio esistente allo stato di progetto (capacità)

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s <sup>2</sup> )	ZE (IS-V)
<b>SLD</b>	50	0.0338	2.5770	0.23	1.70	1.50	0.497	1.000
<b>SLV</b>	200	0.0581	2.5880	0.34	1.51	1.50	0.855	0.725

### 6.3 Il miglioramento sismico

Si riporta nella tabella qui di seguito una sintesi dei risultati ottenuti per la valutazione della sicurezza sismica allo stato di fatto dell'opera e per l'intervento di miglioramento sismico analizzato nello stato di progetto.

Tabella 9 Riepilogo comparativo dei risultati ante e post-intervento.

Indicatore	Stato di fatto	Stato di progetto	Variazione
<b>Indice di sicurezza sismica <math>\zeta_E</math></b>	0,474	0,725	<b>+0,251</b>
<b><math>\Delta\zeta_E</math> da NTC 2018 (Classe d'uso II)</b>	—	$\geq 0,10$	<b>0,251 &gt; 0,10</b> ✓
<b>TR per verifica struttura</b>	70 anni	200 anni	<b>+130 anni</b>
<b>PGA di capacità [<math>a_g</math>-S]</b>	0,559 m/s <sup>2</sup>	0,855 m/s <sup>2</sup>	<b>+0,296 m/s<sup>2</sup></b>
<b>Modi di vibrare per 85% massa</b>	$\geq 85$ modi	< 10 modi	<b>Comportamento globale</b>

## 7 Riflessioni metodologiche e conclusioni

### 7.1 Il ruolo del software di calcolo nel processo progettuale

L'utilizzo di **MasterSap 4U** come piattaforma di calcolo ha supportato l'intero processo in modo integrato. Nella fase di caratterizzazione delle azioni, il software ha calcolato automaticamente gli spettri di risposta di progetto per SLV e SLD, già abbattuti per il fattore di struttura  $q = 2,25$ .

Particolarmente significativo è stato l'utilizzo del software nella fase di calcolo delle reazioni vincolari della capriata (posizione D-S3-3), i cui risultati sono stati trasferiti come carichi lineari sulle murature di appoggio: un esempio concreto di come la versatilità del software permetta di trattare elementi non modellabili globalmente (scala, coperture, capriate) senza perdere coerenza con il modello strutturale complessivo.

Inoltre, nella fase di modellazione, il software ha permesso di gestire con naturalezza le variazioni di spessore murario, le forature – irregolari o complesse – che interrompono la continuità muraria. Questa flessibilità si estende alla possibilità di modellazione dei solai, rigidi o deformabili, essenziale per edifici esistenti, per i quali il solaio spesso non garantisce un comportamento scatolare perfetto, influenzando drasticamente la ripartizione delle azioni sismiche tra le pareti.

Nella fase di verifica, il software ha fornito un supporto immediato per una caratterizzazione precisa della muratura in conformità con le tabelle delle NTC 2018 e Circolare 2019 e con le prove in situ, sia per la valutazione dello stato di fatto che per la progettazione degli interventi. Non secondario, il processo di individuazione dei maschi murari, a controllo totale del progettista, ha

permesso di escludere zone che, per degrado o geometria, non devono essere computate come resistenti, o di isolare porzioni di parete da verificare separatamente.

## 7.2 Analisi lineare vs analisi non lineare: limiti e prospettive

L'approccio adottato — analisi dinamica lineare modale con spettro di risposta — è il metodo più diffuso nella pratica professionale per gli edifici in muratura. Tuttavia, come rilevato anche nella tesi, l'analisi lineare, assumendo un comportamento elastico, tende a **sottostimare la capacità dissipativa** della struttura: nella realtà la muratura può redistribuire le sollecitazioni attraverso meccanismi non lineari prima del collasso, sviluppando risorse di duttilità che l'analisi lineare non coglie.

Per edifici di questa tipologia, la **pushover analysis** (analisi statica non lineare) avrebbe consentito una valutazione più realistica della capacità di spostamento massima della struttura; l'ostacolo principale è l'estrema sensibilità alla modellazione di questo tipo di analisi. Richiede infatti una conoscenza precisa dei parametri meccanici della muratura, della qualità dei collegamenti, della definizione dei maschi murari e delle fasce e una buona sensibilità/capacità per tradurli in modello adeguato a descriverne il comportamento reale. Il rischio di "false conclusioni" è alto se le proprietà dei materiali, la modellazione e i meccanismi di connessione tra gli elementi portanti non sono adeguatamente noti e definiti con cura nel modello.

## 7.3 Il tema del vincolo storico-artistico come vincolo progettuale

Il caso studio documenta in modo esemplare come la tutela del patrimonio condizioni fortemente interventi di messa in sicurezza strutturale. Il vincolo storico-artistico, infatti, ha condizionato la scelta delle tecniche di indagine (preferenza per prove non invasive), la tipologia degli interventi (esclusione di rinforzi visivamente alterativi come i sistemi FRP applicati all'esterno o le catene metalliche esposte) e l'obiettivo raggiungibile (miglioramento, non adeguamento).

Le quattro tecniche selezionate — piano rigido con controventi in acciaio, iniezioni di miscele leganti, intonaco armato — rappresentano un "**set minimo efficace**" riconosciuto dalla normativa (Circolare 2019, §C8.5.3.1) e consolidato nella pratica del restauro strutturale. La loro combinazione permette di intervenire su tutti i livelli di vulnerabilità identificati: globale (piano rigido), di connessione (perforazioni armate), di materiale (iniezioni), di resistenza nel piano e fuori piano (intonaco armato), senza alterare le caratteristiche architettoniche dell'edificio.

## 7.4 Conclusioni

I risultati confermano la fattibilità tecnica del miglioramento sismico anche per edifici con gravi vulnerabilità strutturali pre-esistenti, purché gli interventi siano progettati in modo integrato — agendo simultaneamente sul comportamento globale e sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.

L'incremento di  $\zeta_E$  da 0,474 a 0,725 ( $\Delta = +0,251$ ), ampiamente superiore alla soglia normativa di 0,10 per gli edifici di Classe d'uso II, conferma il **raggiungimento dell'obiettivo di miglioramento** con un approccio che ha rispettato integralmente i vincoli di tutela storico-artistica dell'edificio.

## 7.5 Riferimenti normativi e bibliografici

- D.M. 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018). MIT, Roma.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2018. MIT, Roma.
- AMV S.r.l. MasterSap 4U — Manuale in linea 2025. Software di calcolo strutturale. <https://amv.it/>
- M. Guernier. Miglioramento sismico di un edificio vincolato. Tesi di Laurea Magistrale, Università degli Studi di Padova — DICEA, A.A. 2025/2026. Relatore: Prof. R. Scotta.
- M. Vinci. Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura. 2a ed. aggiornata alle NTC 2018. Flaccovio, Palermo, 2018.